

ARMIERTER BETON.

1911. MAI.

INHALT:

- | | |
|--|--|
| Diskussion über „Würfelprobe oder Kontrollbalken?“ S. 151. | Eigenartige Aufstellung einer Straßenbrücke. Von F. l'Allemand (Berlin). S. 197. |
| Die Bestimmung der Wärmeausdehnung von Zementbeton und anderen Baustoffen. Von Professor M. Rudeloff (Groß-Lichterfelde-W.). S. 172. | Einfluß von Tonerde auf Zementmörtel. Von F. l'Allemand (Berlin). S. 199. |
| Die Langenzugbrücke in Hamburg. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 183. | Selbstanzeigen: Dr. Gasparys hydraulische Presse mit Umföhrungsbahn. S. 200. |
| Wolles Saxonien- und Bavaria-Maste. Von Geh. Hofrat Professor Theodor Böhm (Dresden). S. 192. | Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 200. |
| Das Hydratwasser im Traß. Von Anton Hambloch (Andernach). S. 195. | Bücherbesprechungen. S. 205. — Neue Bücher. S. 206. |

DISKUSSION ÜBER „WÜRFELPROBE ODER KONTROLLBALKEN?“

Auf den Aufsatz von Professor Foerster in der vergangenen Nummer dieser Zeitschrift über die Frage: „**Würfelprobe oder Kontrollbalken?**“ sind uns eine Anzahl von Zuschriften zugegangen, die wir im nachstehenden veröffentlichen. Es finden sich zum Teil sehr voneinander abweichende Meinungen unter diesen Äußerungen, welche wir alle veröffentlichen, wenn wir auch nicht immer mit den darin ausgesprochenen Meinungen einverstanden sind; denn wir sind der Ansicht, daß nur eine freie Aussprache unter den Fachleuten ohne jede persönliche Rücksichtnahme eine Frage klären kann, die für die Praxis des Eisenbetonbaues von größter Wichtigkeit ist. Wir sind der Meinung, daß sich die letzte Entscheidung nur auf wissenschaftlichen (bereits in Aussicht genommenen) Versuchen der Prüfungsanstalten, nochmehr aber auf den Erfahrungen der Praxis aufbauen wird. Soviel geht aber aus den nachfolgend veröffentlichten Äußerungen hervor, daß ernste Bedenken gegen die zurzeit vorgeschlagene Form des Kontrollbalkens, bei vielen auch überhaupt gegen die Einführung des Kontrollbalkens selbst, bestehen.

Neben den nachfolgenden Äußerungen erhielt die Schriftleitung auch Zuschriften vom *Deutschen Beton-Verein*, von Herrn *Baudirektor von Bach*, und von Herrn *Direktor Spangenberg* von der Firma Dyckerhoff & Widmann, welche einerseits darauf hinweisen, daß Versuche zur Klärung dieser wichtigen Frage vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton eingeleitet sind, anderseits aber der Praxis das letzte Wort überlassen wollen.

Von dem holländischen Forscher *Sanders* erhielten wir eine Zuschrift, in welcher er mitteilte, daß er sich demnächst über die angeregte Frage eingehend äußern werde. Wir hoffen, daß wir die Ansichten *Sanders'* in der nächsten Nummer der Zeitschrift zur Veröffentlichung bringen können; für weitere Mitteilungen über Erfahrungen aus der Praxis stellen wir unsere Zeitschrift gern zur Verfügung.

Die Schriftleitung.

Äußerungen sind eingegangen von den Herren:

Becher, Oberingenieur der Firma Czarnikow & Co., Berlin;
Berndt, Geh. Hofrat, Professor, Vorstand der Materialprüfungsanstalt Darmstadt;
Bernhard, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Techn. Hochschule, Berlin;
Elwitz, Dipl.-Ing., Düsseldorf;
Dr.-Ing. Engesser, Geh. Oberbaurat, Professor an der Techn. Hochschule Karlsruhe;
Dr. Friedrich, Bauinspektor, Chef des Statistischen Büros im Polizeipräsidium, Berlin;
Gary, Professor, Gr.-Lichterfelde;

Guidi, Professor an der Technischen Hochschule in Turin
 Herndl, Oberingenieur der Lokalbaukommission in München;
 Dr. Kleinlogel, Oberingenieur der Firma Johann Odorico in Dresden;
 Löser, Baumeister, i. Fa. Kell & Löser, Dresden-N.;
 Maillart, Ingenieur, Zürich;
 Dr.-Ing. Martens, Geh. Oberregierungsrat, Professor, Direktor des Königl. Materialprüfungsamtes in Gr.-Lichterfelde;
 Ostenfeld, Professor an der Technischen Hochschule in Kopenhagen;
 Dr. Postuvanschitz, K. K. Baurat und Dozent an der Technischen Hochschule, Wien;
 Rudeloff, Geh. Regierungsrat, Professor, Direktor des Königl. Materialprüfungsamtes in Gr.-Lichterfelde;
 Dr. Saliger, Professor an der Technischen Hochschule in Wien;
 Scharff, Bauinspektor, Baupolizei Hamburg;
 Schüle, Professor, Direktor der eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich;
 Sturmann, Oberingenieur der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin;
 Suenson, Professor an der Technischen Hochschule in Kopenhagen;
 N. de Tedesco, Ingenieur in Paris;
 Dr. M. R. v. Thullie, Hofrat, Professor an der Technischen Hochschule, Lemberg.

Oberingenieur H. Becher (Berlin):

Die Würfelprobe war zu Anfang des Eisenbetonbaues, als nur Decken ausgeführt werden durften, mit mancherlei Mißhelligkeiten verbunden. Die Arbeiter fanden sich nicht zurecht, wenn sie, die gewohnt waren, Platten herzustellen, in Würfelformen Beton stampfen sollten. Die Würfel wurden ungleichmäßig, die Ergebnisse schlecht, obwohl das Betonmaterial, das Mischungsverhältnis und die Stampfarbeit in der Decke gut waren. Als die Arbeiter auch Säulen herzustellen lernten, wurde ihnen das Einstampfen in Würfelformen handgreicher. Heute entsprechen die Würfelproben durchaus dem verwendeten Beton. In größeren Städten, in welchen Prüfungsämter leicht zu erreichen sind, ist auch der Transport zum Amt einfach. Eine Notwendigkeit, hier die Würfelprobe durch eine andere zu ersetzen, liegt nicht vor. Anders in kleineren Ortschaften, in denen mittels der Bahn die Würfel zur Prüfungsstelle geschafft werden müssen. Eine Verletzung der Würfel ist dann nicht selten, und eine Güteprobe des Betons an der Verwendungsstelle erscheint durchaus erwünscht, besonders da es oft nicht die größeren, sich selbst kontrollierenden Firmen sind, die dort Bauten ausführen. Druckpressen bei diesen Bauten, deren Wert gewöhnlich nicht sehr groß ist, vorrätig zu halten, würden die schon allzu großen Generalunkosten bei Eisenbetonunternehmungen noch weiter steigern. Eine Güteprobe, zu der die Utensilien und die Belastungsprobe selbst billig sind, wäre hier meines Erachtens erwünscht. Beides bietet eine Biegeprobe. Die Herstellung der Geräte für den Kontrollbalken kostet wenige Mark. Die Belastung selbst ist durchaus einfach. Ob der Kontrollbalken, den Herr von Emperger angibt, die richtigen Abmessungen aufweist, ist mir zweifelhaft; eine

größere Breite wäre erwünscht. Eine Vergrößerung der Höhe würde infolge der größeren Mehrbelastung eine unbequemere Ausführung der Belastungsprobe zur Folge haben. Das Festlegen des Eisens ist nach meinen Erfahrungen mit derartigen Kontrollbalken einfach. Auch die Stampfarbeit ist den Arbeitern, die gewohnt sind, Rippen einzustampfen, nicht schwierig und Rippendecken mit Rippenbreite von etwa 10 cm führen sich mehr und mehr ein. Die Baupolizeibeamten der kleineren und mittleren Städte werden die Kontrolle bei der Herstellung und Prüfung der Balken kaum als große Belastung ihrer Tätigkeit empfinden. Ich habe bisher immer beobachtet, daß die Beamten gern die Gelegenheit wahrnahmen, ihre Kenntnisse und Erfahrungen zu bereichern, wenn es sich um Belastungs- oder Bruchproben handelte. Die Beamten müßten jedoch darüber unterrichtet sein, daß die Biegeprobe ganz andere Festigkeitszahlen liefert, als die entsprechende Würfelprobe.

Meines Erachtens könnte die Biegung als Ergänzung der Würfelprobe gute Dienste leisten. Vor Aufstellung der Normen für die Würfelprobe sind jedoch Versuche an verschiedenen Orten vorgenommen worden. Es ist noch eine große Arbeit zu leisten, um für die Herstellung, Dimensionierung usw. der Biegeproben allgemein gültige Regeln aufstellen zu können.

Geh. Hofrat Professor Berndt (Darmstadt):

Auf Ihre gefällige Zuschrift gestatte ich mir, Ihnen folgendes mitzuteilen:

Ob die Würfelprobe durch Kontrollbalken ersetzt werden kann, läßt sich nur auf Grund eingehender Versuche, die nicht nur im Laboratorium, sondern auch auf der Baustelle auszuführen sind, entscheiden. Solche Versuche sind aber bislang

meiner Kenntnis nach noch nicht in genügendem Maße ausgeführt worden.

Es ist nicht zu verkennen, daß die Würfelprobe nur einen Maßstab für die Druckfestigkeit und nicht einen solchen für die Biegezugfestigkeit ergibt. Der Empergersche Kontrollbalken gibt aber meiner Meinung nach auch keinen genügend einwandfreien Anhalt zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit. Einmal würde es auf dem Bau gar nicht möglich sein, den 7×10 cm starken Balken mit Eisenbewehrung so herzustellen, wie das von Emperger gewünscht wird. Man darf hierbei nicht solche von dem Befürworter hergestellte Balken mit den auf dem Bau sonst hergestellten Balken vergleichen. Außerdem ist der Transport und die Aufbewahrung derartiger Balken viel zu schwierig, so daß Beschädigungen derselben sicher zu befürchten sind. Derartige Beschädigungen werden immer dann geltend gemacht werden, wenn die gewünschte Festigkeit nicht erzielt wurde.

Es müßte deshalb, wenn man der Frage näher treten will, meiner Ansicht nach zunächst eine andere Querschnittsform gewählt werden, welche eine größere Gewähr bietet, und man müßte abwarten, wie die schon anderseits geplanten Versuche ausfallen, bevor man mit der Empfehlung des Kontrollbalkens weiter vorgeht.

Privatdozent Regierungsbaumeister Karl Bernhard, Zivilingenieur in Berlin:

Zu der geschätzten Anfrage, mich über die Ersetzung der Würfelprobe durch Kontrollbalken im Anschluß an den entsprechenden Aufsatz in Ihrer Monatsschrift zu äußern, gestatte ich mir ergebenst, folgendes anzugeben:

Bereits im Jahre 1889 habe ich einen größeren Lagerhausbau mit Eisenbetondecken in Berlin zur Ausführung gebracht und im Jahre 1895, als Leiter des Neubaus der Oberbaumbrücke in Berlin, einige Biegeversuche an eingespannten Betonbalken gemacht. Diese zu veröffentlichten, erschien mir nicht geeignet, weil ich damit keine einwandfreien Ergebnisse erzielen konnte. Seit der Zeit habe ich als Zivilingenieur bei zahlreichen öffentlichen und privaten Bauausführungen auch Würfelproben ausführen lassen und im allgemeinen keine besonderen Schwierigkeiten gefunden, diese Proben durch erreichbare Prüfungsanstalten zerdrücken zu lassen. Nur ergab sich auch hier, daß ich selten von der Übereinstimmung der Prüfungsergebnisse mit den Eigenschaften des im Bauwerk befindlichen Betons überzeugt war. Ich lege deshalb allen diesen Kontrollen keinen sehr großen Wert bei. Es kommt vielmehr stets m. E. darauf an, wie die ausführende Firma arbeitet und organisiert ist, auch darauf, daß in der Firma ein wissen-

schaftliches Streben vorliegt und nicht handwerksmäßig gearbeitet wird. Es ist leider ein Krebschaden, daß jedermann, wenn er die ministeriellen Bestimmungen durchgelesen hat, sich befähigt fühlt, eine Beton- oder gar Eisenbetonkonstruktion auszuführen. Natürlich kann infolgedessen von der Hand von Leuten, welche die ministeriellen Bestimmungen nicht verstehen, großes Unheil angerichtet werden. Gut organisierte Unternehmungen werden den Kontrollbalken sehr wohl benutzen können, um mit verhältnismäßig geringen Kosten die Materialien zu prüfen und auch die Arbeitsweise ihrer Leute zu kontrollieren.

Als einziges offizielles Prüfungsmittel kann ich jedoch den Kontrollbalken nicht gutheißen. Bei öffentlichen Ingenieurbauten, wo in der Regel Zeit und Mittel und auch geeignete Hilfskräfte zur Verfügung stehen, kann er gute Dienste leisten. Bei Hochbauten, denen Architekten vorstehen, scheint mir nur ausnahmsweise die Prüfung mit Kontrollbalken zurzeit angängig, da hier kein so großes Interesse im allgemeinen für derartige Versuche zu finden ist. Noch weniger bei Privatbauten, wo den leitenden Personen die Zeit fehlt, da sie in der Regel mit wichtigen Fragen des Baufortschrittes, den Umbildungen des Projektes während der Ausführung überlastet werden. In kleineren Ortschaften, mit weniger erfahrenen Firmen, halte ich die Einführung des Kontrollbalkens auch nicht für empfehlenswert. Erst die Erfahrung kann lehren, ob die Herstellung der Kontrollbalken einfach genug ist, um nach dieser Richtung hin die Würfelprobe zu verdrängen. Erfahrene Ingenieure werden die Güte des Betons auch ohne Proben hinreichend beurteilen können. Im allgemeinen sind aber derartige Proben unerlässlich.

Ich empfehle, einige Jahre abzuwarten und Kontrollbalken neben Würfelprobe einzuführen, um zu sehen, welches von beiden Mitteln sich in der Praxis am besten bewährt.

Dipl.-Ing. E. Elwitz (Düsseldorf):

Es sei gestattet, nachstehend in aller Kürze auf einige Punkte hinzuweisen, die zur Klärung der Frage nicht unwesentlich beitragen dürften.

Man unterscheidet allgemein schlechtweg nur „Würfeldruckfestigkeit“ und „Biegedruckfestigkeit“. Diesen Unterschied machte man deshalb, weil durchgerechnete Versuche auf Biegung beanspruchter Stäbe für die Druckfestigkeit andere Ergebnisse lieferten als die Würfelprobe. So allgemein diese Unterscheidungsweise ist, ebenso irreführend ist sie auch. So kann der Unterschied zwischen der Druckfestigkeit eines Würfels und der Druckfestigkeit eines auf Biegung beanspruchten, im Verhältnis zu seiner Höhe sehr schmalen

Balkens kleiner sein als zwischen der Druckfestigkeit des letzteren und der einer breiten Decke.

Im Grunde genommen ist die Druckfestigkeit überall gleichen Wesens, nur tritt sie unter verschiedenen Verhältnissen auf. Werden letztere in ihrer Wirkung genügend erkannt, dann ist die Frage geklärt.

Im großen und ganzen kann man folgende Einteilung machen. Es werde der Körper zunächst nur nach einer Richtung gedrückt, wobei der Beton die Möglichkeit hat, auszuweichen:

1. wie beim Würfel nach vier Seiten,
2. wie bei den gedrückten Stegen durchgehender Balken nach drei Seiten,
3. wie beim Plattenbalken mit sehr dünner Platte nach zwei Seiten (nach oben und unten),
4. endlich wie bei einer Deckenplatte nur nach einer Seite (nach oben).

Sieht man von dem Einfluß der Spannungsverteilung (nach dem Rande wachsende oder über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilte Spannung) ab, so besteht kein Zweifel, und es ist auch zum Teil durch Versuche bereits nachgewiesen, daß die Druckfestigkeiten von 1 bis 4 zunehmen etwa wie von 1 bis 1,4.

Weiter kann Druck auftreten gleichzeitig in zwei oder mehr Richtungen, die aber in einer Ebene liegen,

5. wie bei vier- und mehrseitig aufgelagerten Platten oder in dem unteren Teile der Platte eines Plattenbalkens.

Auch hier kann es wieder ein oder mehrere Ausweichmöglichkeiten für den gedrückten Beton geben. Die Festigkeit ist noch geringer, als wenn nur Druck nach einer Richtung auftritt. Endlich kann man sich auch Fälle denken, wenn sie in der Praxis auch nur selten auftreten dürften, wo auf einen Körper Druckkräfte aus drei nicht in einer Ebene liegenden Richtungen einwirken können.

Außer von der Art der vorstehend skizzierten Ausweichmöglichkeiten des gedrückten Betons kann die Größe der Druckfestigkeit noch abhängen von der Art der Spannungsverteilung, ferner von der Form des Querschnitts und dem Verhältnis seiner Abmessungen und von anderen Umständen mehr.

Die Druckfestigkeit in dem von v. Emperger vorgeschlagenen Kontrollbalken entspricht derjenigen in einem gedrückten Stege mit Ausweichmöglichkeit des Betons nach drei Seiten. Sie ist also eine Druckfestigkeit unter ganz besonderen, nicht allgemein zu nennenden Verhältnissen bei einem auf Biegung beanspruchten Balken. Der Kontrollbalken liefert zwar höhere Druckfestigkeit als die Würfelprobe, im allgemeinen aber noch zu niedrige Werte. Wollte man den Kontrollbalken allgemein zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit einführen, so würde man nicht umhin können, mit

Rücksicht auf die jedesmaligen besonderen Verhältnisse wieder Schlüsse auf die wirkliche Druckfestigkeit zu ziehen.

Einen Fortschritt dagegen würde es bedeuten, wenn man den Kontrollbalken neben der Würfelprobe einführen würde. Es erscheint jedoch mehr als fraglich, ob diese Mehrbelastung der Bauausführung einen entsprechenden Vorteil gewährt, ob sie überhaupt nötig ist. Um diese Frage zu beantworten, muß man sich vergegenwärtigen, daß mit der Güteprobe ja nur die Druckfestigkeit des Betons, nicht die Festigkeit der ganzen Konstruktion nachgewiesen wird. Beachtet man nun, daß sechsfache Sicherheit von der Würfel Festigkeit nach 28 Tagen verlangt wird, während das Bauwerk in der Regel kaum vor sechs Monaten in Benutzung genommen wird, in welcher Zeit der Beton bereits die 1,5fache Festigkeit derjenigen nach 28 Tagen erreicht hat, so ist weiter unter Annahme einer 1,3fachen Festigkeit in dem auf Biegung beanspruchten Körper gegenüber der Würfel Festigkeit tatsächlich eine $6 \cdot 1,5 \cdot 1,3 = \text{rund } 12\text{fache}$ Sicherheit im gedrückten Beton vorhanden. Dem steht nur 2,5–3fache Sicherheit in dem gezogenen Eisen gegenüber, ganz abgesehen davon, daß der Verbundkörper — richtige Kraft- und Spannungsermittlung vorausgesetzt — auch durch Schubkräfte und durch Überwindung der Haftfestigkeit zerstört werden kann. Eine Zerstörung durch ungenügende Druckfestigkeit des Betons kommt also erst in letzter Linie in Frage. Hiernach scheint es in normalen Fällen — niedrige Konstruktionshöhe mit hoher Beanspruchung des Betons und niedriger des Eisens könnten einen Ausnahmefall bilden — mehr als fraglich, ob die Einführung des Kontrollbalkens neben der Würfelprobe einen Fortschritt bedeutet. Aber auch letztere durch ersteren zu ersetzen, ist aus den eingangs dargelegten Gründen nicht zu empfehlen, selbst wenn man von den vielen sonstigen Schwierigkeiten absieht, auf die Professor Foerster im IV. Heft dieses Jahrganges hingewiesen hat.

Es dürfte eine dankbare Aufgabe der Laboratorien sein, das Verhältnis der Druckfestigkeit in den einzelnen Fällen zueinander aufzuklären und dem in der Praxis stehenden Ingenieur zahlenmäßige Unterlagen zu liefern, an Hand deren er in der Lage ist, durch entsprechend hinaufgesetzte oder abgeminderte Anstrengungszahlen*) in allen vorkommenden Fällen wenigstens

*) Bereits vor einer Reihe von Jahren hat Engesser in einem für die Stadt Düsseldorf erstatteten Gutachten für die gedrückten Stege durchgehender Balken wegen größerer Ausweichmöglichkeit des gedrückten Betons eine höhere Sicherheit verlangt. Praktisch erreicht man diese zunächst durch eine fettere Mischung des Stegbetons, sodann durch Einlegen einer ausreichenden Anzahl Bügel neben der Längsbewehrung (Umschnürung).

mit großer Annäherung überall gleiche Sicherheit zu erreichen. Den Aufsichtsbehörden wäre es dann ebenfalls ein leichtes, mit Hilfe dieser Zahlen und der Würfelproben nachzuprüfen, ob die Druckfestigkeit in jedem einzelnen Falle eine zureichende ist.

Geh. Oberbaurat Prof. Dr. Engesser (Karlsruhe):

Auf einer Ferienreise begriffen, habe ich das Rundschreiben der Schriftleitung des „Armierten Beton“ verspätet erhalten. Doch möchte ich noch nachträglich Ihnen aussprechen, daß ich vollkommen mit Ihren Ausführungen im Aprilheft des „Armierten Beton“: „Würfelprobe oder Kontrollbalken“ einverstanden bin und mich in ähnlicher Weise in meinem Vortrage über „Eisenbeton“ äußere. Auch ich halte die Würfelprobe für die zweckmäßigste und zuverlässigste Probe, um die *Qualität* des Betons festzustellen, und darauf kommt es doch vor allem an. Daß die wirkliche Beanspruchung im Bauwerk u. a. eine etwas andere ist, ist, wie auch Sie hervorheben, ohne wesentliche Bedeutung, da ja die gegenseitigen Beziehungen zwischen den einzelnen Beanspruchungsweisen in einer für die Praxis ausreichenden Weise bekannt sind bzw. ermittelt werden können; überdies kann der gleiche Vorwurf auch dem Kontrollbalken in mindest gleichem Maße gemacht werden.

Die Ergebnisse der Würfelprobe sind eindeutig und frei von jeder theoretischen Hypothese. Bei der Biegedruckprobe bedarf es jedoch zur Auswertung der Ergebnisse besonderer theoretischer Voraussetzungen (Ebenbleiben der Querschnitte; $E \cdot \epsilon = \sigma$, $E_c = n \cdot E_b$). Hier wird nicht die Qualität des Betons für sich allein gemessen, sondern die im Zusammenwirken mit Eisen unter ganz besonderen Verhältnissen auftretende; die aber ist abhängig vom gegenseitigen Verhältnis der Eigenschaften beider Baustoffe, wird daher eine andere sein bei gutem Beton wie bei minderwertigem.

Der einzige Vorzug, der sich zugunsten der Biegedruckprobe anführen läßt, liegt darin, daß dieselbe keiner besonderen Maschine bedarf. Sie mag daher dort ihre Anwendung finden, wo die Würfelprobe entweder gar nicht oder nur verspätet durchgeführt werden könnte. Auch als nicht offizielle Kontrolle der Ausführung durch den Bauleiter mag sie in einzelnen Fällen am Platze sein. Sie ist hier als Surrogat zu bezeichnen, das dort zu verwenden ist, wo das Original nicht zu erhalten ist.

Bauinspektor Dr. E. Friedrich (Berlin):

Gern benutze ich die Gelegenheit, meine Ansicht über den Wert der Kontrollbalken zum Ausdruck zu bringen, nachdem ich zu meinem Be-

dauern verhindert war, in der Besprechung bei der diesjährigen Tagung der höheren Baupolizeibeamten dazu das Wort zu ergreifen. Meine Stellungnahme ist keine freundliche; ich bin weder in streng theoretischer Hinsicht von der absoluten Richtigkeit noch in rein praktischer Beziehung von der Zweckmäßigkeit der vorgeschlagenen Methode so überzeugt, daß ich in ihrer Anwendung einen wesentlichen Fortschritt erblicken könnte.

An einem Balken von verjüngtem Maßstabe soll die reine Biegezugfestigkeit des Betons ermittelt werden, wobei vorausgesetzt wird, daß diese Festigkeit in einem größeren Balken bei dem Mehrfachen der Abmessungen und der Belastungen die gleiche sein müsse.

Streng theoretisch kann dieser Schluß für einen Verbundkörper schon deswegen nicht richtig sein, weil sich für die Haftspannungen des Betons andere und zwar größere Werte ergeben müssen, da der Umfang der Eiseneinlagen und damit ihre Haftfläche nur in linearem Verhältnis abnimmt, wenn sich ihre Querschnitte in einem bestimmten Verhältnisse verringern. Liegt beispielsweise in einem großen Balken ein Rundeisen von 2 cm Durchmesser mit

$$f_c = \frac{\pi d^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

vor, so würde bei einem Verjüngungsmaßstabe von 1:10 für das Rundeisen des kleineren Balkens ein Querschnitt von

$$f'_c = \frac{\pi d'^2}{4 \cdot 10} = 0,31 \text{ cm}^2$$

erforderlich sein. Der Umfang beider Eisenstäbe würde aber nur im Verhältnis von

$$\frac{\pi d}{\pi d'} = \frac{2}{0,31} = 1:6,5$$

abnehmen, wodurch naturgemäß größere Haftspannungen bedingt wären.

Aber auch für die Zug- und Druckfestigkeit des Betons ist es nicht gleichgültig, ob der Betonquerschnitt stark verringert wird. Die Korngröße des Zuschlages spielt dabei, wie schon Foerster hervorgehoben hat, eine wesentliche Rolle. Je kleiner der Balkenquerschnitt wird, um so mehr geht bei grobem Korn die Homogenität verloren. Betrachtet man nämlich den Beton als ein Gefüge dicht nebeneinander liegender Zementzellen mit eingelagertem Zuschlagskorn, so wird sich beim Abnehmen des Querschnittes das Verhältnis der Anzahl von völlig geschlossenen, also inneren Zementzellen, zu der Anzahl der teilweise geschlossenen Zellen, die an der Außenfläche liegen, erheblich steigern, bis bei einem Balkenquerschnitt von wenigen Zentimetern Breite bei groben Kiestücken von Erbsen- bis Nußgröße unter Umständen gar keine völlig geschlossenen

Zementzellen vorhanden sein werden. Es ist ohne weiteres einleuchtend, daß derartige Probek balken kein getreues Bild der größeren Konstruktionen mehr geben können.

Und warum soll man die Kontrolle derartig komplizieren, daß man einer Reihe weiterer Fehlerquellen Eingang verschafft? Ist es denn namentlich bei großem Korn möglich, die Lage der Eisen so genau innezuhalten, daß nicht, wenn auch ganz kleine Hebungen oder Senkungen erfolgen, die bei den kleinen Querschnittsabmessungen des Balkens auf sein Widerstandsmoment erheblichen Einfluß haben? Auch bei Kontrollbalken bleibt die Möglichkeit bestehen, daß der Beton fester gestampft und weniger naß eingebracht wird, genau wie bei den Probewürfeln. Und was ist im besten Falle erreicht? Die Ermittlung der wirklichen Biegezugfestigkeit, eines Wertes, der bekanntermaßen in einem bestimmten Verhältnis zur normalen Druckfestigkeit steht. Bei der relativ großen Verschiedenheit, mit der der Beton erfahrungsgemäß in den Plattendecken, den schmalen und hohen Betonrippen oder in den breiten Unterzügen eingebracht wird, weiter, bei der Änderung des Wasserzusatzes je nach der Gewohnheit der einzelnen Poliere und Arbeiter, dann bei den Erschütterungen schon infolge einer mehr oder minder nachgiebigen Schalung kürzerer oder längerer Decken usw., kann es aber gar nicht darauf ankommen, die Biegezugfestigkeit eines Balkens kennen zu lernen, dessen größeres Abbild im Bau in der Regel überhaupt gar nicht vertreten ist. Eine solche Ermittlung dürfte um so weniger Interesse haben, als der gewonnene Wert selbst nicht völligen Anspruch auf absolute theoretische Richtigkeit hat.

Die Versuche mit Balkenbiegungen gehören ins Laboratorium öffentlicher oder auch privater Versuchsanstalten. Sie sollen dann aber auf Körper in solchen Abmessungen und Gestaltungen ausgedehnt werden, wie sie im Bau vorkommen. Sie gehören aber nicht in den Bereich der Baupolizei, der es in der Regel völlig genügt, die Normalfestigkeit des Betons kennen zu lernen und zu wissen, daß während der Herstellung der Konstruktion an Sicherheitsgraden nicht zu viel verloren geht. Was der Baupolizei, besonders in der Provinz und auf dem flachen Lande, nützt, das sind nicht Prüfungen von Kontrollbalken, die schlechterdings nur zu einer übertriebenen Auffassung des Betonbaues als eines Gebildes der Feinmechanik verleiten dürften; sondern die sichere Kenntnis einiger aber in der Versuchsanstalt gewonnener Betonfestigkeiten, nämlich von 2 oder 3 Mischungen mit den landesüblichen Kiessorten, ferner die Fähigkeit, mit sicherem Blick diese ortsüblichen Kiessorten (meist nicht mehr wie 3) nach Korngröße und Reinheit zu bewerten. Es dürfte nicht schwer fallen, und wäre sicherlich mit

geringen Kosten zu erreichen, jedem, auch dem kleinsten Baupolizeiamt eine Reihe dieser für die betreffende Gegend maßgebenden gebräuchlichsten Kiessorten zu verschaffen, die zusammen mit den aus ihnen hergestellten Betonkörpern verschiedener Mischung ständig der Anschauung dienen können. Ich glaube, daß ein solches gut zusammengestelltes Anschauungsmaterial in Verbindung mit einer strengen Zurückweisung minderwertigeren oder ungenügend geprüften Materials neben einer sonstigen guten Kontrolle die Einführung von Kontrollbalken ganz überflüssig machen dürfte. In Zweifelsfällen mag das nächste Laboratorium entscheiden.

Professor M. Gary (Gross-Lichterfelde-W.):

Der Aufsatz „Würfelprobe oder Kontrollbalken“ von Prof. M. Foerster vertritt genau die Ansichten, wie ich sie über die Frage — persönlich — auf Grund vieler im Amt ausgeführter Versuche mir gebildet habe. Ich habe die beteiligten Kreise bereits mehrfach vor der Balkenprobe gewarnt und habe sehr eingehende Vorproben empfohlen, bevor man diesen Schritt ins Dunkle tut, mit dem man sehr leicht aus dem Regen in die Traufe kommen kann.

Professor C. Guidi (Turin):

Im Besitze Ihres geehrten Briefes habe ich den Foersterschen Aufsatz „Würfelprobe oder Kontrollbalken?“ genau durchgelesen und, Ihrer gütigen Einladung nachkommend, beehre ich mich, meine diesbezügliche Ansicht hier mitzuteilen:

„Die Würfeldruckprobe ist wesentlich eine Baumaterialienprobe, die Kontrollbalkenprobe ist dagegen eine Probe, die sich auf schon fertige Stücke bezieht. Ich bin der Meinung, daß, um ein sicheres Urteil über die Qualität des in irgend einem Bau anzuwendenden Betons zu fällen, sei es ein Balken oder Pfeiler usw., die Würfeldruckprobe unendlich leichter, einfacher und sicherem Erfolge ist als die Kontrollbalkenprobe; sie ist immer genügend und der Kontrollbalkenprobe immer vorzuziehen.“

Oberingenieur Albert Herndl (München):

Durch den Experimentalvortrag des Herrn Dr.-Ing. Fritz Edlen von Emperger, k. k. Oberbaurat, am Montag, den 13. Februar 1911, im Architektentreffen in Berlin aus Anlaß der Tagung des Vereins der höheren Baupolizeibeamten Deutschlands wurde das Interesse der Eisenbetonfachleute für die Frage angeregt, in welcher Weise die Güte des Betons für Beton- und Eisenbetonarbeiten einwandfrei und den tatsächlich gegebenen Verhältnissen entsprechend bestimmt werden soll.

In dem genannten Vortrage wurde gezeigt, daß die Biegungsdruckfestigkeit des Betons im gebogenen Balken größer ist als die Bruchfestigkeit der Würfelprobe. Dieses Resultat konnte nicht überraschen, da bei den Druckproberversuchen der Würfel die Betonmasse anders beansprucht wird als in der Druckzone des gebogenen Balkens. Die sämtlichen auf Druck beanspruchten Flächenteile des Würfels werden vom Stempel der Versuchsmaschine gleichmäßig gedrückt. Die Spannungsverhältnisse im Innern der Betonmasse sind andere als diejenigen in der Druckzone des Querschnittes des gebogenen Balkens. Bei letzterem sind die Fasern, welche am weitesten von der Nullinie entfernt sind, bis zum Bruch beansprucht, während die Fasern zwischen Nullinie bis zu der bis zum Bruch beanspruchten Faser von Null bis zur Bruchgrenze beansprucht werden. Es partizipieren daher die Querschnittsteile an der Bruchfestigkeit der äußersten Faser, sie unterstützen die Leistungsfähigkeit der äußersten Querschnittsfasern, so daß sich das auch durch den erwähnten Versuch bestätigte Resultat ergibt, daß die Bruchfestigkeit des Betons im gebogenen Balken größer ist als die mit der Würfelprobe ermittelte,

Herr k. k. Oberbaurat v. Emperger regte an, die Güteprobe des Betons auf Grund von kleinen Probek balken vorzunehmen und die Würfelprobe für gebogene Bauteile, wenn auch nicht zu verlassen, so doch weniger Wert darauf zu legen.

Besonders wichtig ist diese Frage für die Baupolizeibehörde und zwar im Hinblick auf folgende Gesichtspunkte:

1. Ist die vorgeschlagene Güteprobe in der Praxis leicht durchzuführen?
2. Werden durch die neue Güteprobe die gewöhnlich vorkommenden Konstruktionsverhältnisse berücksichtigt?
3. Können die berechtigten Forderungen über Zulassung einer größeren Druckfestigkeit gegenüber den Resultaten der Würfelprüfung nicht in anderer Weise berücksichtigt werden?

Zu 1. In dieser Hinsicht muß den Ausführungen des Herrn Professor Foerster beige pflichtet werden. Auch nach diesseitiger Anschauung dürfte die Umständigkeit und Kostspieligkeit der Biegeprobe des bewehrten Balkens nicht für eine allgemeine Anwendung oder Forderung durch Behörden sprechen gegenüber der Einfachheit in der Herstellung und Zuverlässigkeit der Durchführung der Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons mit Probewürfeln.

Zu 2. Der vorgeschlagenen Biegeprobe bewehrter Balken haftet derselbe Nachteil an wie der Würfeldruckprobe; auch sie ist in den meisten

Fällen der Praxis für auf Biegung beanspruchte Bauteile nicht zutreffend.

Diese Biegeprobe gilt nur für Balken mit rechteckigem Querschnitt. Dieser Querschnitt ist aber in den meisten Fällen nicht vorhanden, da die Haupttragkonstruktionsteile, bei welchen die einwandfreie Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit in erster Linie in Betracht zu kommen hat, Plattenbalken sind, bei deren Berechnung der größten Betonspannung eine Plattenbreite gleich einem Drittel der Spannweite des Balkens anzunehmen ist; dabei wird vorausgesetzt, daß der Betondruck sich gleichmäßig auf die angenommene Druckbreite der Querschnittsfaser verteilt, die von der Nullinie eine bestimmte Entfernung hat. Dies ist aber gewiß nicht der Fall. Ein Gesetz über die Art der Verteilung der Druckspannungen auf die angenommene Breite der Platte ist meines Wissens noch nicht aufgestellt. Jedenfalls scheinen aber die Verhältnisse der Druckverteilung in der Platte eines Plattenbalkens nicht so einfache zu sein, um auf Grund einer Biegeprobe eines bewehrten Balkens mit rechteckigem Querschnitt einwandfrei die Bruchdruckfestigkeit des Betons eines Plattenbalkens feststellen zu können. Durch die ungleichmäßige Spannungsverteilung in der Druckplatte wird die Bruchfestigkeit des Betons beeinflusst.

Ein weiteres Bedenken, das allerdings auch für Würfeldruckproben geltend gemacht werden kann, kann nicht unterdrückt werden, nämlich das, ob ein kleiner Probek balken, wenn er auch genau im Maßstabe reduziert worden ist, einen Maßstab geben kann für die Druckfestigkeit des Betons in einem großen, massiven Eisenbetonbalken. Die große Masse des eingebauten Balkens wird sich bei einem Biegeversuche anders verhalten als die geringe eines Probek balkens.

Es kann geäußert werden, daß die neue Güteprobe für genannte Verhältnisse jedenfalls keine einwandfreie Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit gewährleistet.

Zu 3. Wie die Würfelprobe nur den Anspruch auf eine angenäherte Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit des Betons nehmen kann, so kann dies auch nur die Probe mit dem gebrochenen Balken allerdings mit einer Einschränkung zugunsten des letzteren.

Für die Praxis und für die Baupolizei dürfte zur Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit die Würfelprobe wegen ihrer Einfachheit und Zuverlässigkeit geeigneter erscheinen als mit Probek balken.

Dem Umstande, daß die Bruchfestigkeit im gebogenen Balken der äußersten Faser tatsächlich größer ist als die Würfelprüfung könnte durch einen Zuschlag von 3—4 Zehnteln Rechnung getragen werden. Laboratoriumsversuche könnten diesen Zuschlag genauer festlegen.

Dr.-Ing. A. Kleinlogel (Dresden):

Es könnte allerdings auffallend erscheinen, daß — wie dies in der Neumannschen Schrift, Forscherheft XIV auf dem Gebiete des Eisenbetons erwähnt ist — der schon 1903 ausgesprochene Gedanke, die Güte des Betons mittels Kontrollbalken zu prüfen, in der Fachwelt keinerlei Anklang gefunden hat. Man war, jedoch damals noch nicht einmal ganz einig, wie und in welchen einheitlichen Dimensionen die Würfelprobe auszugestalten sei; die Beschlußfassungen hierüber seitens des Deutschen Betonvereins, die „Leitsätze“ und dann die ministeriellen „Bestimmungen“ datieren erst von später. So ist es begreiflich, daß der damalige Stand der Frage der Betonprüfung eine weiter greifende Neuerung zunächst ablehnte und daß die Prüfungsbehörden sowohl, als auch das Unternehmertum erst einmal zusehen wollten, was mit dem Würfel erreicht werden kann.

Etwas anderes ist es mit den von Neumann erwähnten Sandersschen Platten. M. E. gehören diese Untersuchungen nicht als Kontrollbalken in dem neuerlichen Empergerschen Sinne angesprochen, sondern dies sind Konstruktionsteile, die vollständig mit der Ausführung in der Praxis übereinstimmen. Diese Art von Kontrollbalken ist eigentlich immer im Gebrauch gewesen und heute noch gibt es nichts einwandfreieres, als die Prüfung von Konstruktionsteilen in praktisch üblichen Dimensionen.

Die jetzt mit der Würfelprobe vorliegenden mehrjährigen Erfahrungen lassen es nunmehr zeitgemäß erscheinen, zu dem hier besprochenen Empergerschen Vorschlag Stellung zu nehmen. Daß der Würfel keine Absolutwerte für die Druckfestigkeit auf Biegung liefert, daß zwischen Würfel- und Biegedruckfestigkeit ein erheblicher Unterschied besteht und daß der Herstellung der Würfel im Vergleich mit den Herstellungsverhältnissen des Baubetons manche Mängel anhaften, ist bekannt, und wird in dieser Nummer von berufenen Federn noch weiterhin erläutert werden. Es ist jedoch zum mindesten fraglich, ob der nach Emperger geformte Kontrollbalken geeignet ist, den tatsächlichen Verhältnissen näherzukommen und damit ein Recht auf Einführung für sich in Anspruch nehmen zu können.

Der an sich recht gesunde Gedanke der Beanspruchung des Betons auf Biegung erscheint zunächst in einem *unzulänglichen Querschnitt* verkörpert. 7×10 cm reichen nicht hin, um für die Wirklichkeit in Betracht zu kommen. Namentlich entsteht auf diese Weise ein solches Mißverhältnis zwischen Querschnitt und Länge (2,30 m), daß gegen die Beförderungssicherheit ernste Bedenken entstehen, wie dies schon Prof. Foerster hervorgehoben hat. Auch dürfte die Bewehrungs-

weise des Balkens eine bessere und andere werden, denn gerade der erste der von v. Emperger in Berlin im „Verein höherer Baupolizeibeamten“ vorgeführten Versuche zeigte, wie ein Balken *nicht* brechen darf, wenn er seinen Zweck erfüllen soll.

Über diesen Bemerkungen aber steht die grundsätzliche Erwägung, ob

1. das vom Kontrollbalken zu erwartende Resultat derart sein wird, daß die Einführung von nur solchen Güteproben angestrebt werden muß, und ob
2. die Praxis in der Lage sein wird, den Balkenversuch ohne nennenswerte finanzielle Belastung zu übernehmen, nachdem alle Versuchsentensilien auf die Würfelprobe eingestellt sind.

Die Entscheidung der ersten Frage sollte m. E. zunächst voll und ganz in die Hände der *Materialprüfungsanstalten* gelegt werden. Die im Vergleich mit Würfelproben aus derselben Mischung erzielten Ergebnisse mit Kontrollbalken zweckentsprechender Abmessung und Armierung werden bald gestatten, sichere Anhaltspunkte für die endgültige Beurteilung dieser sehr wichtigen Frage zu gewinnen. Soviel mir bekannt ist, hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton bereits derartige Versuche in Behandlung. Nur wäre es erwünscht, wenn zu gleicher Zeit die verschiedensten Anstalten Versuche durchführen würden, da zu vermuten ist, daß in den verschiedenen Gegenden die ortsüblichen Materialien jeweils andere Verhältniszahlen zwischen Würfel- und Biegefestigkeit ergeben.

Die *Ermittlung dieser Verhältniszahlen* aber erscheint mir deshalb von wirtschaftlicher Bedeutung, weil alsdann die Frage 2 einfach dahin erledigt werden könnte, daß

- a) die Würfelprobe beibehalten wird, und
- b) die zugehörige Biegedruckfestigkeit durch Verwendung des von den staatlichen Prüfungsanstalten zu erwartenden Koeffizienten durch rasche Rechnung ermittelt wird.

Dieses Verfahren hätte den Vorzug, daß die Würfelprobe nach wie vor für achsial gedrückte Konstruktionsteile ihre Gültigkeit beibehält und auch für auf Biegung beanspruchte Konstruktionsteile ohne weiteres verwendet werden kann. Die amtlichen Bestimmungen wären nur durch einen kleinen Zusatz zu ergänzen.

Wie aus Heft 90 und 91 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“ zu entnehmen ist, ist seitens des Eisenbetonausschusses der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie mit der Bestimmung des Verhältnisses zwischen Würfel- und Biegedruckfestigkeit bereits ein bedeutungsvoller Anfang gemacht worden.

Baumeister B. Löser, in Firma Kell & Löser

(Dresden-N.):

Zur Frage:

„Würfelprobe oder Kontrollbalken“
erlaube ich mir, das Folgende zu bemerken:

Mißerfolge im Eisenbetonbau sind in der Regel zu verzeichnen:

1. weil Bauteile fehlerhaft berechnet und konstruiert waren;
2. weil richtig konstruierte Bauteile infolge fehlerhaften Einlegens der Eisen falsch ausgeführt wurden;
3. weil infolge Verarbeitung ungeeigneter Materialien (Zement, Kies, Zuschläge) der Beton nicht die notwendige Festigkeit erreichte;
4. weil die Ausschalung vorzeitig vorgenommen wurde.

Gegen Ursache 1 und 2 kann weder Würfelprobe noch Kontrollbalken Schutz geben.

Anders steht es mit Ursache 3. Bisher wurde mittels der Würfelprobe ermittelt, ob mit den an der jeweiligen Baustelle zur Verfügung stehenden Materialien ein genügend druckfester Beton zu erzielen ist und man nimmt an, daß ein solcher auch die übrigen beim Eisenbetonbau wünschenswerten Eigenschaften aufweise. Es scheint nun zu weit gegangen, wenn man die Würfelprobe ablehnt, weil die Würfel in Feuchtigkeitsgehalt und Stampfarbeit von dem Beton der Decken und Säulen abweichen. Die Erfahrung lehrt, daß die Festigkeit der feucht gestampften Decken nie zu Einwendungen Veranlassung gibt, wenn die mit entsprechendem Mischungsverhältnis hergestellten Würfel nach 28 Tagen mehr als 200 kg/cm² Druckfestigkeit ergaben, obgleich der Beton in der Konstruktion unter anderen Bedingungen gestampft wird und erhärtet als die Würfel. Man darf wohl behaupten, das Bauwerk wird gut, wenn bei sonst ordnungsgemäßer Arbeitsweise und korrekter Planung mittels Würfelprobe mehr als 200 kg/cm² Würfelfestigkeit erzielt wurde.

Bezüglich der Ausschalungsfristen muß betont werden, daß man sich hier nie auf Prüfungsergebnisse von Probekörpern verlassen soll. Auf den Verlauf des Erhärtungsprozesses sind die Querschnittsabmessungen der Bauteile, ihre exponierte oder geschützte Lage in bezug auf Wind von solchem Einfluß, daß ich es als bedenklich ansehe, den Ausschallstermin von der Festigkeit gleichaltiger Probekörper abhängig zu machen; denn sowohl Würfel als auch Kontrollbalken werden in geschützter Lage im Schuppen anders abbinden als eine dem Wetter ausgesetzte Konstruktion etwa in 20 m Höhe. Vorzeitiges Ausschalen kann nur dadurch verhindert werden, daß ein erfahrener Betonmann vor Beginn der Entschalung den Zustand der Konstruktion gründlich prüft, in Zweifelsfällen Löcher schlägt und zu-

nächst ein kleines Feld vorsichtig von der Schalung befreit. Auf diese Weise sind Mißerfolge zu verlässig zu verhüten.

Meine Auffassung geht dahin, daß ich keine wesentlichen Vorteile des Kontrollbalkens vor dem Probewürfel sehe und vorläufig nicht das Bedürfnis empfinde, die Würfelprobe durch Kontrollbalken zu ersetzen. Der Modus der Würfelprobe dürfte bei der Mehrzahl der Praktiker nicht als umständlich empfunden werden.

Ingenieur Maillart (Zürich):

Auf Ihre geschätzte Anfrage können wir uns dahin äußern, daß die Einführung von armierten Kontrollbalken uns nicht wünschenswert erscheint und zwar besonders dann nicht, wenn eine Prüfungsanstalt nicht allzuweit entfernt ist und diese die Prüfung von Betonkörpern zu mäßigen Ansätzen besorgt.

Der Vorteil der Kontrollbalken, an Ort und Stelle ohne Druckpressen geprüft werden zu können, tritt zurück gegenüber der Wünschbarkeit der Prüfung durch eine unparteiische Anstalt, deren Resultate ohne weiteres von allen Beteiligten anerkannt werden müssen. Auch ist bei Kontrollbalken das Resultat allzusehr von der Art der Auflagerung und Belastung abhängig, als daß es als gleich zuverlässig wie die Würfelprobe gelten könnte.

Die Meinung, daß der Kontrollbalken einen einwandfreien Vergleich mit dem Beton des Bauwerkes gestattet, trifft meist nicht zu. Der Kontrollbalken wird in einer starr gelagerten Form gestampft und dann ruhig sich selbst überlassen. Demgegenüber erfährt der am Bau eingebrachte Beton noch eine Anzahl weiterer Einwirkungen. Er wird zum Beispiel bei Säulen durch den später eingebrachten Beton belastet und bei anderen Bauteilen durch das Verarbeiten benachbarter Betons in Vibration versetzt. Auch hat der Beton, der am Bau verwendet wird, oft einen langen Transport auszuhalten, der je nach Umständen günstig oder ungünstig einwirken wird.

Die Kontrollbalken ergeben also gleich wie die Würfelproben auch nur Resultate, welche unter sich vergleichbar sind und nicht ohne weiteres mit dem Beton am Bau. Da nun die Fehlerquellen beim Balken sicherlich größer sind als bei den einfacheren Proben, so möchten wir an letzteren festhalten. Sie genügen, um alles zu erkennen, was bei einer derartigen Probe erkannt werden kann, nämlich daß weder die Zementqualität noch das Mischungsverhältnis, der Mischungsprozeß und das Erhärten annormal ist. Ob die Verarbeitung des Betons am Bau richtig ist, wird keine derartige Probe erkennen lassen.

An Stelle von Würfeln werden in der Schweiz auch Prismen von 36 × 12 × 12 cm in Serien zu

3 Stück geprüft, und zwar zuerst auf Biegung und darauf die Bruchstücke auf Druck. Dies bietet den Vorteil, daß die Biegezugfestigkeit ermittelt wird und daß jede Serie 6 Druckresultate ergibt statt 3. Werden die Prismen liegend hergestellt, so nähert man sich auf jeden Fall mehr den Verhältnissen des Eisenbetonbaues als bei Würfeln, wo oft durch Anwendung von Stampfern, welche die ganze Fläche einnehmen, eine ganz andere Einwirkung auf die Betonmasse erzielt wird, als wenn diese unter Einwirkung des Stampfers seitlich ausweichen kann.

Wenn man also darauf hält, sich den Verhältnissen am Bau zu nähern — was uns zwar nicht von allzu großer Wichtigkeit scheint —, so möchten wir diese Prismenprobe empfehlen.

Direktor Geheimer Oberregierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Martens (Gross-Lichterfelde-W.):

Sie waren so freundlich, mich um eine Äußerung zu der von Herrn Professor M. Foerster behandelten Frage zu bitten. Ich will diesem Ersuchen gerne entsprechen, obwohl ich schon seit mehreren Monaten einen Aufsatz für die „Mitteilungen aus den technischen Versuchsanstalten“ fertig zu liegen habe, in dem ich mit allem Nachdruck für die Beibehaltung der Beurteilung des Betons nach den Ergebnissen des Druckversuches eingetreten bin. Ich habe mich dabei auch sehr entschieden gegen die Einführung eines Biegebalkens zur Beurteilung der Güte des Betons ausgesprochen und möchte hier kurz zum Abdruck bringen, was ich am genannten Orte eingehend begründen werde.

Im Deutschen Ausschuss für Eisenbeton und in den Versammlungen des Deutschen Betonvereins bin ich schon früher sehr nachdrücklich gegen die Einführung von zwei verschiedenen Prüfverfahren (A und B) zur Feststellung der Würfelzugfestigkeit von Beton aufgetreten. Ich hatte die sogenannte „praktische Erfahrung“ gegen mich, und man hat, trotz meines zu Protokoll gegebenen Widerspruches, die Verfahren A und B, von denen das eine für „wissenschaftliche“ Versuche (im Laboratorium), das andere für „praktische“ Versuche (auf der Baustelle) angewendet werden soll, angenommen. Man hat damit m. E. eine Kluft zwischen den Ergebnissen der Prüfmänter und den Ergebnissen der Praxis geschaffen, die Verwirrung zeitigen mußte und noch manches Aergernis be-reiten wird.

Wie wenig die Einführung des Verfahrens B den versuchstechnischen Erfahrungen entsprach, wird man aus einem einzigen Blick in die ausführlicheren Tabellen meiner demnächst erscheinenden Tabelle A ersehen, wovon ich hier einen

ganz kurzen Auszug nach dem „Jahresbericht des Materialprüfungsamtes Tab. 1, s. S. 161 für 1909“ gebe.

In den Reihen E und F ist rechts die Zahl der Fälle eingetragen, in denen die Abweichungen $\pm J$ in Prozenten vom Mittelwert einer Reihe, bezogen auf je 100 Einzelreihen, bei den in den letzten Jahren ausgeführten Druckversuchen mit Betonwürfeln vorkamen. Dabei beziehen sich die Angaben in Reihe E auf solche Würfel, die nach dem Verfahren A im Amt hergestellt wurden, während Reihe F die Ergebnisse von Würfeln enthält, die nach dem Verfahren B auf der Baustelle hergestellt waren. In Teil I der Tabelle sind die 5 gleichmäßigsten und in Teil II die 5 ungleichmäßigsten Reihen zusammengestellt, d. h. diejenigen, bei denen die mittleren Abweichungen $\pm J_m$ (mittleren Fehler) am kleinsten und am größten waren.

Vergleicht man die den Zuverlässigkeitsgrad $g = \frac{1}{J_m} \cdot n$ darstellenden Werte untereinander, so ergibt sich aus:

Teil I . . $g_E : g_F = 6,58 : 3,75 = 100 : 57$

Teil II . . $g_E : g_F = 0,88 : 0,22 = 100 : 23$.

Und in der anderen Richtung aus:

Reihe E $g_I : g_{II} = 6,58 : 0,88 = 100 : 1,3$

Reihe F $g_I : g_{II} = 3,75 : 0,20 = 100 : 0,5$.

Dabei ist zu beachten, wie sehr im Teil II die Zahlen in der rechten Seite der Tabelle in Reihe F, gegenüber Reihe E, nach rechts verschoben sind. In Reihe E fällt die Mehrzahl der Abweichungen vom Mittel in die Fehlergruppe $\pm J_m = 0$ bis 5%, während sie in Reihe F in die Gruppe 21 bis 29% fällt.

Man muß hiernach die Fragen aufwerfen:

Wie groß ist die Gewähr dafür, daß im Streitfall die wiederholten Prüfungen das gleiche Ergebnis liefern, wie bei der ersten Prüfung? Muß nicht durch die Zulassung von zwei Verfahren mit so sehr verschiedenen Sicherheitsgraden, große Unsicherheit und Willkür bei der Beurteilung des Materials großgezogen werden? Wie oft wird man in die Prüfung nach dem Verfahren B Mißtrauen setzen? Wer hat ein Interesse an diesem Zustand, und endlich, kann er dem Bau-gewerbe und dem öffentlichen Bauwesen zur Förderung dienen?

Die sogenannte „praktische Erfahrung“ hat inzwischen die von mir vorausgesagte Erfahrung am eigenen Leibe machen müssen. Die sich ergebenden Unsicherheiten bei der Betonprüfung auf den Baustellen (nach dem Verfahren B) haben seine früheren Verteidiger nunmehr dahin geführt, daß sie noch einen weiteren Sprung ins Dunkle wagen wollen, nämlich die Einführung eines allein seelig machenden Prüfungsverfahrens für die Baustelle: die Prüfung des Betons durch einen eisen-

Tabelle 1. Häufigkeit bestimmter Werte von $\pm \Delta_m$ ‰.
Schlußübersicht (aus dem Jahresbericht des Königl. Materialprüfungsamts.)

| I. Die 5 gleichmäßigsten Reihen aus | Reihen- zahl | Mittelwerte | | | | n | Anzahl der Fälle in ‰ von n | | | | | | | | | |
|--|-----------------|-------------|----------------|----------------------------------|--|----|-----------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| | | $\sigma-B$ | $\pm \Delta_m$ | $g = \frac{1}{\Delta_m} \cdot n$ | $\frac{\Sigma \sigma-B \cdot g}{\Sigma g}$ | | 0 | 6 | 11 | 16 | 21 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 |
| | | | | | | | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 35 | 45 | 55 | 65 | 75 |
| I. Die 5 gleichmäßigsten Reihen | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | aus | | | | | | | | | | | | | | | |
| A. Tonziegel, Hohlsteine | 40 | 197 | 9,0 | 1,01 | 222 | 44 | 27 | 36 | 14 | 14 | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| B. Tonziegel, Vollsteine | 95 | 276 | 5,6 | 1,78 | 273 | 50 | 52 | 32 | 14 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| C. Kalksandsteine, Vollsteine | 70 | 164 | 2,7 | 3,66 | 170 | 43 | 91 | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| D. Portlandzement, 1:3 (28 Tage alt) | 600 | 219 | 0,7 | 12,54 | 213 | 44 | 100 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E. Beton, Proben im Amt hergestellt | 70 | 288 | 0,8 | 6,58 | 293 | 25 | 100 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| F. Beton, Proben vom Antragsteller hergestellt . | 82 | (291) | (1,2) | (3,75) | (364) | 20 | 100 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| II. Die 5 ungleichmäßigsten Reihen | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | aus | | | | | | | | | | | | | | | |
| A. Tonziegel, Hohlsteine | 40 | 204 | 30,6 | 0,34 | 202 | 50 | 6 | 8 | 14 | 6 | 10 | 26 | 10 | 14 | 2 | 4 |
| B. Tonziegel, Vollsteine | 95 | 171 | 27,4 | 0,37 | 173 | 50 | 6 | 10 | 14 | 12 | 6 | 32 | 16 | 0 | 4 | 2 |
| C. Kalksandsteine, Vollsteine | 70 | 132 | 16,4 | 0,59 | 130 | 47 | 17 | 19 | 15 | 11 | 17 | 17 | 4 | 0 | 0 | 0 |
| D. Portlandzement, 1:3 (28 Tage alt) Würfel . | 600 | 213 | 7,6 | 1,41 | 208 | 36 | 58 | 19 | 17 | 0 | 3 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E. Beton, Proben im Amt hergestellt | 70 | 202 | 7,4 | 0,88 | 200 | 30 | 37 | 37 | 28 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| F. Beton, Proben vom Antragsteller hergestellt . | 82 | 224 | 29,5 | 0,20 | 294 | 24 | 0 | 4 | 13 | 13 | 42 | 13 | 8 | 8 | 0 | 0 |

bewehrten Biegebalken. Es läßt sich m. E. voraussehen, daß auch dieses Verfahren an seinen versuchstechnischen Schwierigkeiten und an seinem Unsicherheitsgrade scheitern wird.

Meine Bedenken gegen das neue Verfahren habe ich auch jetzt wieder in einem Schreiben an den Deutschen Eisenbeton-Ausschuß, freilich wiederum mit geringem Erfolg, niedergelegt. Seinen Hauptinhalt gebe ich hier wieder, *damit man mir später nicht den Vorwurf machen kann, ich hätte die praktischen Erfahrungen der Wissenschaft gegenüber den praktischen Erfahrungen der Praxis verschwiegen.*

Im Eisenbeton-Ausschuß wurde vorgeschlagen,

einen mit Eisen bewehrten Biegebalken von 10×15 cm Querschnitt und 260 cm Länge für die Prüfungen auf der Baustelle zu benutzen. Ich, wie meine Kollegen vom Materialprüfungsamt, haben dagegen folgendes vorgebracht: Bei den Verhandlungen wurde nicht klar ausgesprochen, was eigentlich mit der Prüfung auf Biegefestigkeit beabsichtigt ist und erreicht werden soll. Entweder will man durch die Versuche die Feststellung der Eigenschaften der Baumaterialien bezwecken, d. h. die Benutzung der Würfel Festigkeit für die Beurteilung des Betons beseitigen, oder man glaubt aus der am Biegebalken ermittelten Festigkeit auf die Druckfestigkeit des Betons oder

auf die Festigkeit der Baukonstruktion schließen zu können. In beiden Fällen wird man zu Trugschlüssen kommen, weil man Unmöglichkeiten verlangt. Aus einem mit Eisen bewehrten Balken kann man überhaupt nicht einwandfrei auf die Würfel Festigkeit des Betons schließen. Auch der Schluß von einem nicht bewehrten Balken auf die Würfel Festigkeit des Betons erscheint mir umständlich und ebenso bedenklich, wie der Schluß aus der Würfel Festigkeit auf die Druckfestigkeit eines Bauteils. Auch dieses Vorgehen habe ich bereits vor Jahren, gelegentlich einer Sitzung des Deutschen Betonvereins in Heidelberg, bekämpft.

Für die Beurteilung der Materialeigenschaften durch den Festigkeitsversuch kann immer nur ein Verfahren in Betracht kommen, das mit größter Sicherheit unter genau gleichen Umständen immer wieder das gleiche Ergebnis liefert. Aus diesem Grunde ist man, wie aus Tabelle 1 und aus meiner ausführlichen Arbeit in den „Mitteilungen“ hervorgeht, mit Recht für den Portlandzement (Reihe D) auf die Würfel Festigkeit zurückgekommen, und ich habe aus sehr vielen Versuchsreihen nachgewiesen (ebendasselbst), daß man auch für die Beurteilung des Betons kaum einen zuverlässigeren Maßstab finden wird. Jedenfalls kann ich mich von diesem Urteil nur dann bekehren, wenn man mir durch ebenso zahlreiche Versuche an vielen Prüfstellen den Nachweis zu bringen vermag, daß die mittleren Abweichungen $\pm s_m$ bei den Biegeversuchen ebenso gering sind, wie bei den Druckversuchen mit Betonwürfeln.

Zur Kennzeichnung der Schwierigkeiten, die bei der Erzeugung der Probekörper sich ergeben werden, sei noch hervorgehoben, daß es außerordentlich schwer sein wird, die vielen gebogenen Eisen genau nach Vorschrift herzustellen, sie in den langen Balken von geringen Querschnittsabmessungen genau festzulegen und sie in ihrer Lage zu erhalten. Da ferner der Beton in die Formkästen aus Holz lose eingefüllt werden soll, und sich auch in der Tat gar nicht gleichmäßig einstampfen lassen würde, so ist an sich ein gleichmäßiges Ergebnis mit Parallelproben gar nicht zu erwarten. Die Aufbewahrung der fertigen Probekörper läßt sich, sowohl auf der Baustelle als auch in der Versuchsanstalt, gar nicht einheitlich durchführen, der Transport vom Herstellungsplatz zum Lagerplatz oder von der Baustelle zur Versuchsanstalt wird sich schwerlich ohne Schaden für die Proben bewerkstelligen lassen; kurz man öffnet Einsprünge von allen Seiten Tür und Tor. Wenn die Baubehörden gewissenhaft die Sicherung der Bauten bewirken wollen, so wird es sich bald zeigen, daß sie die Zahl der Parallelversuche erhöhen müssen, wenn sie gleich sichere Mittelwerte erlangen wollen, wie sie jetzt durch die Druckversuche gewährleistet sind. Dann wird aber das Prüfverfahren erheblich teurer werden, als es jetzt

ist. Es ist eine Täuschung, wenn man glaubt, auf der Baustelle ohne eine Probiermaschine auszukommen. Alle die Stellen, die von der Zuverlässigkeit der Prüfungen durch den Bauunternehmer und seine Leute nicht voll überzeugt sind, werden bald mit großen Nachdruck auf die maschinelle Ausführung der Prüfungen dringen, die erfahrungsmäßig die größere Gewähr bietet. Alle Unternehmer, die sich durch die Prüfung auf der Baustelle durch Organe der Aufsichtsbehörde oder des Bauherrn beeengt fühlen, werden den gleichen Weg gehen. Das Ganze wird einen Wirrwarr geben, aus dem schwer ein Ausweg zu finden sein wird.

Wenn irgend jemand ein Interesse hat, möglichst hohe Festigkeitszahlen zu erzielen, so ist es an sich ja zu verstehen, wenn er die Bewehrung der Probekörper mit Eisen vertritt (geht doch das Streben schon soweit, daß man sogar Eisen in die Würfelproben bringen möchte). Die Interessen des Bauherrn und der Bauaufsichtsbehörden dürften aber dahin gehen, in erster Linie dem verfügbaren Baumaterial die größtmögliche Sicherheit abzugewinnen, dann darf man sich aber durch die Ergebnisse einer unsachgemäßen Prüfung nicht irreführen lassen.

Man wird m. E. mit der vorgeschlagenen Biegeprobe die mühsam erreichte und vom Staate angenommene Einheitlichkeit in der Beurteilung des Betons zerstören und dafür einen Zustand schaffen, der neblig und unklar bleibt. Ich will jedenfalls meinen Widerspruch hiermit vor die Öffentlichkeit bringen, um nicht die Mitschuld für das Beschreiten eines falschen Weges tragen zu müssen.

Will man trotz meiner Bedenken zur Prüfung des Verfahrens mit eisenbewehrten Biegebalken übergehen, so muß ich die Feststellung des Sicherheitsgrades dieses Prüfverfahrens auf breiter Grundlage empfehlen. Es gilt dann einen klaren Nachweis darüber zu führen, daß das neue Verfahren den gleichen Sicherheitsgrad liefert wie das alte; da genügt es nicht, wenn auf Grund der nicht einmal zahlenmäßig belegten „Erfahrungen“ einzelner Liebhaber, oder auf Grund allgemein ausgesprochener Wünsche interessierter Kreise, das neue Verfahren zum Beschluß erhoben wird. Dann ist es notwendig, durch Prüfung an verschiedenen Versuchsanstalten und auf verschiedenen Baustellen mit an verschiedenen Stellen erzeugten Balken vergleichende Versuche anzustellen.

Will man auf eine solche Prüfung ernstlich eingehen, so schlage ich vor, mehrere Prüfstellen mit den Versuchen in der Weise zu beauftragen, daß die Anstalten je 10 Probekörper von verschiedenen Unternehmern aus den gleichen Rohmaterialien und mit gleichem Wasserzusatz herstellen lassen, so wie dies auf der Baustelle ge-

schiebt. Von den 10 Proben prüft die betreffende Anstalt 5 Stück selbst und von den übrigen 5 Stück werden 3 Stück, in Kiste mit feuchtem Sägemehl verpackt, an eine andere entfernt liegende Anstalt zur Prüfung gesendet, während die beiden letzten Balken, entweder in Reserve bleiben, oder zur Prüfung an eine geeignet erscheinende Baustelle gesendet werden.

Wenn dieser Plan, von mehreren Anstalten ausgehend, aufgenommen wird, so kann auf breiter Grundlage beurteilt werden:

1. Wie groß sind die Abweichungen, die innerhalb der Ergebnisse einer Anstalt zu erwarten sind?
2. Wie groß sind die Abweichungen, die durch den Transport und die Prüfung an verschiedenen Anstalten zu erwarten sind?
3. Wie groß sind die Abweichungen, die bei der Herstellung der Probekörper durch verschiedene Unternehmer zu erwarten sind?

Stellt man in ähnlicher Weise aus demselben Material auch Druckwürfel her, so würde ein Vergleich derselben Art und eine sichere Unterlage zur Entscheidung für das eine oder das andere Verfahren erlangt werden.

Professor A. Ostensfeld (Kopenhagen):

Der Aufforderung der geehrten Schriftleitung Folge leistend, gestatte ich mir ein paar Punkte Würfel- kontra Balkenprobe betreffend, zu besprechen, indem ich doch gleich bemerke, daß mehrere diesbezügliche Fragen, namentlich die Einzelheiten der Balkenprobe anlangend, erst auf Grund eigens dazu angestellter Versuche endgültig entschieden werden können. Die folgende Besprechung ist daher ausschließlich prinzipieller Natur.

1. Die Kontrollprobe darf dermaßen beschaffen sein, daß der Unternehmer bei Anwendung untadelhafter Materialien und gewissenhafter Arbeit sicher sein kann, den gestellten Bedingungen zu genügen. Daß dies der Fall ist mit der Würfelprobe, wie sie jetzt gewöhnlich ausgeführt wird, kann wohl nicht behauptet werden; die Unregelmäßigkeit der erzielten Resultate ist zu groß, und wenn auch *vielleicht* diese Unannehmlichkeit durch in allen Einzelheiten genau detaillierte Vorschriften für die Herstellung der Würfel und Ausführung der Probe entfernt werden kann, ist doch nicht zu übersehen, daß gleichzeitig die von der Probe gelieferten Zahlenwerte an praktischer Bedeutung stark verlieren; sie behalten vielmehr nur relativen Wert und können zur Beurteilung der in den Konstruktionen auftretenden Beanspruchungen eigentlich gar nicht herangezogen werden (die praktische Verwendbarkeit der Würfelprobe-Ergebnisse ist zudem schon an und für sich sehr fraglich, wovon näher unten). Für die Balkenprobe liegen die Ver-

hältnisse insofern günstiger, als hier nur die innere Unvollkommenheit der Probekörper (Nicht-Homogenität usw.), nicht auch, oder doch nur in sehr geringem Maße, die äußere Unvollkommenheit (wobei ich solche Fehler in der Form verstehe die nicht — wie Breite- und Nutzhöhe-Abweichungen — in Rechnung gestellt und dadurch eliminiert werden können) von ausschlaggebender Bedeutung ist.

2. Die zu wählende Kontrollprobe soll indessen nicht nur der baupolizeilichen Kontrolle dienen, sondern auch fördernd für die zweckmäßige Ausnutzung der Materialien wirken, und so dem Unternehmer ermöglichen, gut, billig und doch sicher zu arbeiten. Er muß imstande sein, verhältnismäßig leicht in *jedem neuen Falle* die besten Mischungsverhältnisse durch Versuche festzustellen, und hierzu gehört notwendig, daß *er selbst* die nötigen vergleichenden Versuche durchführen kann. In dieser Hinsicht ist die Balkenprobe der Würfelprobe weit überlegen; wird bei der Würfelprobe festgehalten, werden solche „Mischungsversuche“ von Seite der Unternehmer gewöhnlich unterbleiben.

3. An die Kontrollprobe darf die Forderung gestellt werden, daß deren Ergebnisse *möglichst unmittelbar* zur Beurteilung der Sicherheit verwertet werden können. Da die gewöhnlich errechneten Spannungswerte eben nur „rechnungsmäßig“ sind, sollte man eigentlich jedesmal die Probeobjekte in derselben Weise beanspruchen, wie die entsprechenden Teile der zu prüfenden Konstruktion. Jedenfalls ist es daher angezeigt, die am häufigsten in den Konstruktionen vorkommende Beanspruchungsweise für die Probe zu wählen, und damit gelangt man folgerichtig zur Balkenprobe. Dem Einwand, daß man z. B. nicht von Kontrollbalken mit rechteckigem Querschnitt zu Rippenbalken schließen kann, ist nicht ganz beizustimmen; allerdings schließt man doch sicherer von Rechteck- zu T-Balken wie von der Würfelprobe zu T-Balken. Der einzige Fall, wo man von diesem Gesichtspunkte aus die Würfelprobe vielleicht vorziehen sollte, ist der von Säulen; aber hierzu ist doch folgendes zu bemerken: zentrischer Druck (wie bei der Würfelprobe) kommt in der Wirklichkeit ziemlich selten vor, die meisten Säulen sind ja notwendig auch auf Biegung, infolge von Einspannungen, beansprucht, und in sehr vielen Fällen ist es gewiß ganz unzulässig, mit zentrischem Druck allein zu rechnen; aber noch wichtiger ist, daß man *bei der Würfelprobe gar nicht mit einer solchen einfachen Beanspruchungsweise zu tun hat*, wie man gewöhnlich annimmt. Keiner wird wohl doch behaupten, daß man dadurch die „wahre“ Druckfestigkeit bestimmt. Die Würfelprobe ist vielmehr nichts anderes als eine normalisierte Druckprobe, und die Normalisierung ist notwendig, weil Druckproben mit Körpern ver-

schiedener Höhe und Querschnittsform höchst verschiedene Ergebnisse liefern; mit der Normalisierung folgt aber, wie immer, eine Entfernung von der Wirklichkeit, so daß den Ergebnissen nur relativer Wert beizumessen ist. Auch die Drucküberführung in der Maschine, das Festklemmen der Probekörper gegen die Druckplatten (vgl. die Versuche Föppl mit geschmierten Druckflächen) usw. beeinträchtigt die Resultate, so daß z. B. gar nicht behauptet werden kann, daß die ermittelte Würfel Festigkeit mit der *wirklichen* Druck-Bruchspannung in einem gebogenen Balken übereinstimmen soll; und eine Druckprobe, die zur Beurteilung der Sicherheit von Säulen dienen sollte, wäre nicht mit Würfeln, sondern mit höheren Probekörpern auszuführen. — Während also die Würfelprobe eigentlich von höchst verwickelter Natur ist, *hat man bei Balkenproben mit einer wohldefinierten Beanspruchung zu tun*, und gerade hierin ist einer der wichtigsten Vorteile dieser Probe zu erblicken.

K. K. Baurat, Dozent Dr. techn. F. Postu-
vanschitz (Wien):

Der freundlichen Einladung, zu dem Professor Foersters Aufsatz Ihrer Nummer 4 d. J.:

„Würfelprobe oder Kontrollbalken?“, eine Äußerung abzugeben, beehre ich mich mit nachstehendem zu entsprechen:

Herr Professor Foerster hat es als erster unternommen, die obige zum Meinungsaustausch aufgeworfene Frage in umfassender Weise und ohne Parteinahme zu beleuchten, so daß dem Für und Wider, wie es sich bei der derzeitigen Sachlage dem unvoreingenommenen Fachmanne darbietet, nur wenig hinzuzufügen übrig bleibt.

Die Darstellung Professor Foersters bestätigt, daß die Frage einer sehr ernsten Behandlung würdig ist. Ich möchte nun, diese Darstellung ergänzend, jene Richtlinien bezeichnen, in denen die Klärung herbeigeführt werden könnte. Hierzu ist es vor allem nötig, die verschiedenen Zwecke der Prüfung mittels Kontrollbalken auseinanderzuhalten.

Es wird sich darum handeln, ob für *auf Biegung beanspruchte Tragwerke*

1. die Probe an Kontrollbalken *vor* der Bauproduktion Aufschlüsse geben soll über die Güte des nachher zur Verwendung gelangenden Betons gleicher Art, d. h. gleicher Zusammensetzung und Stampfung („*Biegeprobe auf Material*“), oder ob
2. die *gleichzeitig* mit den Tragwerken am Bau hergestellten Kontrollbalken zur Festlegung der notwendigen Mindestfrist für die Ausschalung dienen sollen („*Biegeprobe auf Ausschalungszeit*“).

Die Frage, ob Kontrollbalken auch mit Vorteil zur Beurteilung der Druckfestigkeit von Druckgliedern herangezogen werden sollen, liegt meiner Ansicht nach in zweiter Linie; sie wird zweckmäßig erst dann einer Untersuchung zuzuführen sein, wenn sich vorher für die auf Biegung beanspruchten Tragwerke eine Klärung ergeben haben wird. Ich will daher diesen etwa auch in Aussicht genommenen Zweck der Kontrollbalken aus der Erörterung ausschalten.

An *alle* Kontrollbalken und deren Prüfung müßten, ob sie dem oben unter 1. oder unter 2. angegebenen Zweck dienen sollen, folgende Forderungen gestellt werden:

1. *Einfache Herstellung* bei großer Genauigkeit der Abmessungen, bei richtiger Verlegung der Eiseneinlagen und verlässlicher Sicherung der Lage derselben während des Stampfens,

2. *Prüfung mittels Vorrichtungen*, die *einfach* und an jedem Orte rasch herstellbar sind, dabei aber doch klare statische Verhältnisse bei möglichster Vermeidung von Fehlerquellen schaffen müßten,

3. Wahl von *Abmessungen des Balkens und der Armierung*, die

a) *zweifello*s, und zwar auch für Qualitätsbeton, den Bruch durch Überwindung der *Biegedruckfestigkeit allein* ermöglichen (hierbei wäre auf eine Biegedruckfestigkeit, berechnet für das Betonzugstadium, bis zu mindestens 400 kg/cm² Bedacht zu nehmen), und die

β) *Bruchlasten* erfordern, welche mittels an jeder Baustelle vorhandener Materialien *leicht herstellbar* sind und so sicher aufgebraucht werden können, daß eine Gefährdung der Hand anlegenden Personen ausgeschlossen und überdies eine praktische Handhabung der Probe gegeben ist, schließlich die

γ) *Prüfungsergebnisse* liefern, auf welche das durch die natürlichen Zufälligkeiten sich von Balken zu Balken ändernde *Gefüge des Betons* nur einen *untergeordneten* Einfluß ausübt.

4. Die *Prüfung* müßte im Beisein von Organen der verantwortlichen Bauleitung oder, falls von der Prüfung wichtige Maßnahmen für den Bau abhängig gemacht werden sollten, von Organen der Baupolizei vorgenommen werden können, *ohne* daß dadurch *neue Erschwernisse für den Arbeitsplan* erwachsen.

Zu diesen allgemeinen Forderungen käme für die *Kontrollbalken* zu „*Biegeproben auf Material*“ hinzu noch die Bedingung, daß die Erhärtung durchwegs in einer *normenmäßigen Lagerung* zu erfolgen hätte.

Für die *Kontrollbalken* zu „*Biegeproben auf Ausschalungszeit*“ müßte dagegen

1. die *Herstellung* durch *beliebige* zum Stampfen der Bauprodukte gerade in Verwendung stehende *Arbeitskräfte* geschehen, deren Auswahl der Bau-

leitung oder gegebenenfalls der Baupolizei an Ort und Stelle zustehen dürfte;

2. die *Erhärtung* unter *ganz gleichen Witterungsverhältnissen*, wie sie für das *Bauwerk* bestehen, gesichert sein.

Ob für eine Reihe der angeführten Forderungen eine Erfüllung möglich ist, wird nur durch eingehende und gewissenhafte Versuche, deren Art durch die Forderungen selbst gekennzeichnet sind, festgestellt werden können. Hierbei werden in der Folge auch noch nachstehende Gesichtspunkte, die durch den angestrebten Zweck bedingt sind, Einfluß auf einen systematischen Aufbau des Versuchsprogrammes zu nehmen haben:

1. Es wäre, da entweder ein Ersatz oder vielleicht vorerst nur eine Ergänzung der Würfelproben angestrebt wird, den Beziehungen der Biegedruckfestigkeit der Kontrollbalken zur Würfel Festigkeit, aber auch jenen der Kontrollbalken verschiedener Abmessungen und Armierungen untereinander nachzugehen, wobei auf die Gleichartigkeit der Probekörper für Parallelversuche und zwar in allen Belangen, wo dies möglich ist, besonders zu achten sein wird.

2. Die Werte der Kontrollbalken wären wegen der geringen Abmessungen deren Querschnitte auch in Vergleich zu stellen mit Rechteckbalken und, wenn irgendwie möglich, mit Plattenbalken in baumäßigen Abmessungen. Dabei ist aber ebenfalls durch entsprechend starke Armierung der Bruch durch Überwindung der Biegedruckfestigkeit allein sicherzustellen.

3. Man hätte Versuche anzustellen, die alle nachstehenden Einflüsse einzeln zum Ausdruck bringen: Güte des Zements und der Zuschlagstoffe, Mischungsverhältnis, Wassergehalt, Alter, Stampfung, Lagerung, Temperaturschwankungen, in die Erhärtungsdauer fallende verschieden lange Frostzeiten. Auch wäre der Einfluß festzustellen, den die Größe des Zeitraumes zwischen den einzelnen Laststufen — namentlich in der Nähe des Bruchstadiums — nimmt.

Und nun erübrigt vielleicht noch festzustellen, was die Versuche ergeben müssen, damit die Kontrollbalken für das Baufach überhaupt von Wert sein können.

In erster Linie müßten sich *Werte* herausstellen, die *vollkommen verlässliche Schlüsse* zulassen in Richtung *bestimmter Zwecke*, für welche Würfelproben nicht maßgebend sein können oder unpraktischer sind; denn nur dann könnte in diesem Belangen die Mitwirkung von zur Ausfertigung amtlicher Zertifikate befugten Prüfungsanstalten überflüssig werden und dadurch größere Bewegungsfreiheit für den Arbeitsplan entstehen. Voraussetzung für die Ausschaltung der Prüfungsanstalten wäre aber, daß hierbei die Möglichkeit in entscheidenden Fällen den Versuchswerten amtlichen Charakter aufzuerlegen durch die Anwesen-

heit von amtlichen Organen bei der Herstellung der Balken und bei der Durchführung der Proben bestehen bliebe.

Inwieweit die oben unter den Stichworten „*Biegeprobe auf Material*“ und „*Biegeprobe auf Ausschaltungszeit*“ angeführten Zwecke der Kontrollbalken eine Einschränkung oder etwa eine wünschenswerte Erweiterung erfahren könnten, kann ebenfalls nur durch umfangreiche Versuche festgestellt werden.

Die Entscheidung, ob Biegeproben in *amtlichen Bestimmungen überhaupt* aufgenommen werden sollen, ob sie *fakultativ* zur Anwendung kommen dürfen oder *obligatorisch* durchzuführen sind, wird daher wohl einem späteren Zeitpunkte vorbehalten bleiben müssen.

In der Erkenntnis des gesunden Grundgedankens, Biegedruckfestigkeiten mittels Biegedruckproben überprüfen zu wollen und der Möglichkeit, hierdurch für den Bau eine Prüfungsart zu schaffen, die die Sicherheit der Bauwerke in erhöhtem Maße zu gewährleisten imstande ist, hat den Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß veranlaßt, durch eine eigene Arbeitsgruppe Versuche an Kontrollbalken und parallel hierzu an Probewürfeln einzuleiten. Auch im Deutschen Ausschusse für Eisenbeton ist man der Frage der Kontrollbalken nähergetreten und ist zu hoffen, daß in geraumer Zeit die Aufhellung mancher neuer Gesichtspunkte eine weitere Erkenntnis in der Eisenbetonbauweise bringen wird.

Doch wird man sich nicht verhehlen dürfen, daß dann *nur im Wesen* der in Vergleich zu ziehenden *Werte* der Kontrollbalken und der Bauragwerke eine *Übereinstimmung* besteht. Jene tatsächlichen Verhältnisse an Plattenbalken, die — von den Abmessungen und Armierungsgehalten der letzteren abhängig — sich innerhalb weiterer Grenzen bewegen, werden aber *dann* nicht berücksichtigt, wenn zu ihrer Beurteilung (wie bisher bei normenmäßigen Würfeln) ein *einziger* Typus von Rechteckkontrollbalken, gewissermaßen ein und derselbe Maßstab, verwendet wird. Die Versuche dürften, aller Voraussicht nach, diese schwankenden Verhältnisse zeigen, da ja, der übermäßig starken Armierung wegen, beim Bruch durch Überwindung der Betondruckfestigkeit die Festigkeit des Betons der Zugseite auf die Lage der neutralen Achse einen Einfluß haben wird, der durch die Berechnungsart (entsprechend dem Betonzugrißstadium) in den errechneten Spannungen nicht zum Ausdruck kommt. Plattenbalken mit verschiedenen breiten Rippen dürften somit bei gleichem Armierungsgehalt (bezogen auf die tatsächliche Betonfläche) verschieden große, rechnungsmäßige Biegedruckfestigkeiten aufweisen. Der zu wählende Sicherheitsgrad wird sonach nur den ungünstigsten Verhältnissen Rechnung tragen dürfen, so daß den Plattenbalken

günstigerer Form und Armierung durch Einführung der Kontrollbalken in *dieser* Richtung wieder nichts zugute kommt. Hierin zum Zwecke der Erhöhung der Bauökonomie in einfacher, dabei aber verlässlicher Art Wandel zu schaffen, wird bei der wünschenswerten Aufrechterhaltung gleich einheitlicher Berechnungsweisen für Platten, Rechteckbalken und Plattenbalken ein erstrebenswertes Ziel sein. Einstweilen steht übrigens dem auch noch die wenig geklärte Frage über die rechnerisch halbwegs als zutreffend einzuführende Breite der Platten von Plattenbalken recht hindernd im Wege.

Zusammenfassend wird sonach der *eine* Vorteil, durch Kontrollbalken Spannungswerte zu erhalten, die etwa in besserer Übereinstimmung mit den tatsächlichen Biegedruckfestigkeiten der Bauwerke stehen, stark *problematisch* sein.

Die von Herrn Professor Foerster hinsichtlich der Entwicklungsfähigkeit der Würfelproben gemachten Anregungen sind jedenfalls beachtenswert, doch dürfte die Überlegenheit der Kontrollbalken in *einer* Richtung schon jetzt feststehen. Über die *Temperatureinflüsse* werden dieselben gewiß in zutreffender Weise Aufschluß geben, als dies Würfel vermögen, da bei Kontrollbalken für die Beurteilung des Betons in erster Linie jene Schichten herangezogen werden, die gegenüber den Schwankungen der Temperatur empfindlicher sind, als dies bei Probewürfeln der Fall ist. Letztere können immer nur grobe Mittelwerte des Einflusses der von außen nach innen abnehmenden Temperaturschwankungen anzeigen.

Vieles, was zur Entscheidung zugunsten einer umfassenden Verwendung von Kontrollbalken notwendig wäre, ist derzeit noch ungeklärt und so dürfte der von Professor Gary auf der diesjährigen Tagung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands erteilte Ratschlag:

*„Man möge in den Wein der Begeisterung
vorerst noch viel Wasser schütten“*

bis auf weiteres zurecht bestehen.

Direktor Geheimer Regierungsrat Professor

Rudeloff (Gross-Lichterfelde):

Bei Beurteilung der Frage „Würfelprobe oder Kontrollbalken“ ist m. E. streng zu unterscheiden, ob mit der Prüfung beabsichtigt ist, eine Güteziffer zur Beurteilung des zu verwendenden Betons zu ermitteln, oder ob es sich darum handelt, festzustellen, mit welcher Druckfestigkeit des zu prüfenden Betons bei seiner Verwendung gerechnet werden kann.

Die Güteziffer ist im wesentlichen eine Vergleichszahl, an Hand deren verschiedene Betonmischungen nach ihrer Festigkeit einzuordnen

sind oder nach der zu beurteilen ist, ob der untersuchte Beton unter bestimmten Versuchsbedingungen die hierfür, aber ohne Rücksicht auf die Beanspruchung im Bauwerk, geforderte geringste Festigkeit besitzt oder nicht.

Bei Erwägung der Frage nun, nach welcher Art der Festigkeitseigenschaften (Zug, Druck, Biegung, Schub) man die Einordnungen der verschiedenen Betonmischungen vornehmen, oder für welche dieser Eigenschaften man bestimmte Mindestforderungen stellen soll, ist zu berücksichtigen, daß für die Baustoffe gleicher Gattung im allgemeinen innerhalb gewisser Grenzen bestimmte Beziehungen zwischen den verschiedenen Festigkeitseigenschaften bestehen, sofern die Versuchsbedingungen stets die gleichen sind. Man wird daher innerhalb dieser Grenzen von *einer* Eigenschaft auf die *andere* schließen können und daher die Beurteilung der Güte zweckmäßig auf diejenige Eigenschaft stützen, deren zuverlässige Ermittlung die geringsten Schwierigkeiten bereitet. In dieser Hinsicht dürfte aber von den beiden hier in Frage kommenden Versuchsarten der Druckversuch dem Biegeversuch überlegen sein. Seine Vorzüge sind neben geringerem Aufwand an Probematerial und Kosten für die Herstellung der Proben, sowie geringerem Raumerfordernis bei deren Lagerung bis zur Prüfung, wie auch Prof. Foerster bereits betont hat, die geringere Gefahr der Beschädigung der Proben bei deren Überführung vom Lager zur Versuchsstelle sowie beim Einbau in die Versuchseinrichtung, ferner wahrscheinlich die größere Gleichmäßigkeit der Druckproben und die einfachere Versuchsausführung. Hierzu kommt der Umstand, daß die unbewehrte Biegeprobe infolge Überwindung der Zugfestigkeit des Materials zu Bruch geht, wobei die erzielten Bruchbelastungen durch Zufälligkeiten stark beeinflusst sind. Schließlich ist nicht außer acht zu lassen, daß der Druckversuch bei Prüfung der Baumaterialien bei weitem der verbreitetste ist und die zahlreichen Erfahrungen, die bisher auf die Ergebnisse der Druckversuche sich stützten, über Bord zu werfen wären, wollte man in Zukunft den Druckversuch zugunsten des Biegeversuches mit unbewehrten Proben aufgeben.

Als besonderer Fall ist der Biegeversuch mit eisenbewehrten Balken in Betracht zu ziehen, wie er neuerdings empfohlen wird, um die Druckfestigkeit des Betons zu ermitteln. Man sucht diese Prüfweise sachlich damit zu begründen, daß die bewehrten Balken auf der Baustelle ohne kostspielige Versuchseinrichtung geprüft werden können, während der Druckversuch Pressen für hohe Krafteleistungen erfordert, und ferner mit der Ansicht, daß der Biegeversuch zuverlässigere Ergebnisse liefere als der Druckversuch. Diese letztgenannte Ansicht wäre m. E. erst durch umfangreiche Versuche zu beweisen; so lange aber

der Beweis hierfür fehlt, stimme ich den diesbezüglichen Einwendungen des Herrn Foerster voll zu. Auch den erstgenannten Umstand, daß durch Einführung des Biegeversuches die mit Beschaffung der Druckpresse verbundenen Kosten entfallen, kann ich nicht als durchschlagenden Grund erachten, vielmehr meine ich, daß die Mehrkosten, die mit der Anfertigung der bewehrten Biegeproben gegenüber den Gestehungskosten der Druckwürfel verbunden sind, bei der regelmäßigen Prüfung des Betons auf der Baustelle die Beschaffungskosten der Presse bei den meisten Bauten übersteigen werden.

Hierzu kommen aber noch folgende Umstände, die einstweilen gegen die Einführung des Biegeversuches zur Ermittlung der Druckfestigkeit als Güteziffer sprechen.

Um die Zerstörung des Biegebalkens durch Überwindung der Druckfestigkeit des Betons zu erreichen, ist bekanntlich eine außerordentlich starke Bewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte anzubringen. Wie aber diese Bewehrung einheitlich geartet sein soll und welche einheitliche Balkenabmessungen dabei zu wählen sind, damit den Sondereigenschaften (Zusammendrückbarkeit und Festigkeit) der verschiedensten Betonmischungen Rechnung getragen ist, wäre zunächst durch vergleichende Versuche mit verschiedenartigen Proben zu ermitteln. Die Versuche hätten sich zugleich darauf zu erstrecken, welche Abweichungen von der vorgeschriebenen Lage der Bewehrungen zulässig sind, ohne daß das Versuchsergebnis nennenswert beeinflusst wird, beziehungsweise ob es überhaupt möglich ist, die Bewehrungen so genau anzuordnen, daß die Zuverlässigkeit der Ergebnisse aus den Biegeversuchen mindestens die gleiche ist, wie die der Druckversuche an Würfeln. Schließlich wären auch Versuche darüber zunächst noch erforderlich, ob bei der gleichen Balkenform das Verhältnis zwischen der aus dem Biegeversuch errechneten Druckfestigkeit, der sogen. Biegedruckfestigkeit, und der Würfel Festigkeit für alle Betonmischungen das gleiche ist, oder nach welchen Gesetzen es sich ändert. Erst wenn alle diese Verhältnisse klargestellt sind, kann m. E. der Biegedruckfestigkeit eine Bedeutung als Güteziffer beigemessen werden.

Aus den kurz dargelegten Gründen halte ich es nicht für angebracht, den Biegeversuch ohne weiteres an Stelle des Druckversuchs einzuführen, sofern es gilt, Güteziffern für die verschiedenen Betonmischungen zu ermitteln.

Bisher bestand nun die Aufgabe der Betonprüfung m. E. lediglich in Bestimmung von Güteziffern der genannten Art, und daher sind Einwendungen gegen den Druckversuch nicht laut geworden. Erst neuerdings gewinnt die Bestrebung an Boden, die Festigkeitsprüfungen an Beton auf der Baustelle so zu gestalten, daß die erzielten

Werte zugleich für die Festigkeit des Betons im Bauwerk selbst Gültigkeit haben sollen. Hierzu muß ich im voraus hervorheben, daß ich die Ansicht teile, nach der, solange nicht durch Versuche das Gegenteil bewiesen ist, es mindestens gewagt ist, für die Festigkeit des Betons im Bauwerk die gleichen Werte anzunehmen, wie sie an besonders gefertigten Proben aus der zu verarbeitenden Mischung ermittelt sind. Begründet wird diese Ansicht bekanntlich im wesentlichen damit, daß der Beton im Bauwerk unter anderen Umständen gestampft wird und erhärtet als bei Anfertigung der Festigkeitsproben.

Bei den nachfolgenden Erörterungen mögen diese grundsätzlichen Bedenken gegen die erweiterte Festigkeitsprüfung außer acht gelassen und nun im besonderen die eingangs gestellte Frage behandelt sein, wie soll die Druckfestigkeit des Betons ermittelt werden, auf die bei seiner Verwendung zu den auf Biegung beanspruchten Bauteilen gerechnet werden kann?

Sofern es sich um Beton für solche Bauteile handelt, die im wesentlichen auf Druck beansprucht sind, halte ich mit Foerster den Druckversuch an Würfeln für die ausschlaggebende Probe. Zu betrachten wäre hier also nur der Fall, daß bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit der Druckfestigkeit des Betons zu rechnen ist. Hier sind nun aber alle diejenigen Umstände, die ich bereits gegen die Einführung des Biegeversuches zur Ermittlung von Güteziffern anführte, ebenfalls von Bedeutung. Gelingt es, diese Umstände einwandfrei zu ergründen und vornehmlich bestimmte Beziehungen zu ermitteln zwischen den Festigkeitseigenschaften des Betons, wie sie an dem normalen Probekörper sich ergeben, und wie sie bei den verschiedenen Formen der praktischen Ausführung zur Geltung kommen, so wird man die jetzt bestehenden Bedenken gegen die Einführung des Biegeversuches an Stelle des Druckversuches fallen lassen können, aber m. E. auch nur dann.

Professor Dr.-Ing. Rudolf Saliger (Wien):

Der Hauptwert der Güteprobe des Betons mit Probekörpern liegt darin, daß diese Methode mit den einfachsten Mitteln auf jedem Bauplatz angewendet werden kann. Man benötigt keine Maschinen und sonstige umständliche Hilfsmittel und ist vom Laboratorium unabhängig. Die Einfachheit der Prüfung mit Kontrollbalken ist so groß, daß sie allein schon den Ansporn zu einer viel häufigeren und weitergehenden Kontrolle gibt als die Würfelprobe. Eine stete Kontrolle des Betons liegt aber im Interesse dieser Bauweise, weil ihre Güte wesentlich auf der genügenden Festigkeit des Betons beruht. Die Kontrollbalken gestatten, die Brauchbarkeit und das erforderliche Mischungs-

verhältnis des zu verwendenden Sandes und Kieses fortlaufend an Ort und Stelle zu prüfen sowie auch die Qualität des Zementes zu beurteilen, wie dies Sanders schon seit dem Jahre 1897 stets getan hat. Sie sind auch im besonderen Maße geeignet, über den jeweiligen Erhärtungszustand eines Betontragwerkes Auskunft zu geben, weil ihre Erzeugung und Lagerung sowie die äußeren Erhärtungsbedingungen dieselben sind wie jene des Eisenbetonbauwerkes, und weil die aus der Bruchbelastung ermittelten Biegedruckfestigkeiten nach dem gleichen Verfahren errechnet werden, dessen man sich zur Dimensionierung von Balken bedient. Daß der Einfluß der Witterung auf den Erhärtungsfortschritt bei kleinen Balken von etwa 10 cm Dicke weit deutlicher zum Ausdruck gelangt als bei Würfelproben von 30 cm Kantenlänge, ist selbstverständlich.

Den Vorteilen der Kontrollbalken stehen viele Nachteile gegenüber, welche Prof. Foerster ebenso wie die *großen und bewährten Vorzüge der Würfelprobe* bereits zutreffend behandelt hat.

Ob die schon von Sanders gewählten Abmessungen von 2,20 m Länge, 10 cm Höhe und 15 cm und mehr Breite, welche letztere neuerdings bis 7 cm verringert wurde, oder die dänischen Maße von 2 m Länge und 6×9 cm Querschnitt, einen einwandfreien Maßstab für die Betongüte liefern, oder ob sich Abmessungen als erforderlich erweisen, welche die Durchführbarkeit der Bruchversuche auf dem Bauplatz beeinträchtigen, werden erst die in Aussicht genommenen und die im Gange befindlichen Versuche sowie die Erfahrungen auf vielen Bauplätzen lehren. Davon wird die Einführung der Kontrollbalken abhängen.

Es dürfte aber selbst bei den günstigsten Ergebnissen ausgeschlossen sein, daß die altbewährte Würfelprobe durch die Kontrollbalken *allgemein* ersetzt werde. Es steht vielmehr zu erwarten, daß beide Prüfmethoden nebeneinander bestehen und je nach dem Zwecke, dem sie dienen sollen, angewandt werden können.

Bauinspektor Scharff (Hamburg):

Die heute übliche Würfeldruckprobe zur Bestimmung der Güte des Betons gibt nicht unmittelbar Aufschluß über die Festigkeit des Betons im Bauwerk selbst. Das Würfelresultat beweist nur, daß sich mit dem verwendeten Beton eine bestimmte Druckfestigkeit erreichen läßt; auf die Ausführungsmethode dagegen kommt es an, ob dieser Festigkeitswert in der Konstruktion wirklich vorhanden ist.

Bei Beurteilung seiner Güte kann also die erzielte Festigkeitsziffer nicht allein entscheidend sein. Der Vergleich des Bauwerksbetons mit dem Beton der Probewürfel hinsichtlich der Struktur

ist unbedingt notwendig. Für diesen Vergleich liefert die Würfelprobe den *Gütemaßstab*. Zudem hat sie die wichtige Aufgabe zu erfüllen, den Aufsichtführenden vor einer etwaigen Gefahr zu warnen, die stets beim Nichtbestehen der Festigkeitsprobe vorhanden sein kann. Endlich dient sie dazu, für die Übernehmer im Konkurrenzkampfe die gleiche Grundlage zu schaffen.

Die Frage, ob ein Bedürfnis besteht, die bisher übliche Güteprobe der im Eisenbetonbau verwendeten Betonmischungen durch eine andere Art der Kontrolle zu ersetzen, ist, glaube ich, nicht unbedingt zu bejahen, wenigstens nicht, soweit Städte in Betracht kommen, die eigene kleine Prüfungsstationen haben und deren Kontrollbeamte die nötige Sachkenntnis und Schulung besitzen. Selbstredend ist eine Vervollkommenung des Prüfungsverfahrens anzustreben und die hierzu von Dr. v. Emperger neuerdings ausgegangene Anregung lebhaft zu begrüßen.

Ein brauchbares Prüfungsverfahren muß sich

1. dem Verwendungszweck des zu prüfenden Materials anpassen;
2. die Probekörper müssen hinsichtlich ihrer Beschaffenheit möglichst genau dem Beton des Bauwerks entsprechen;
3. das Prüfungsverfahren muß bequem und billig durchzuführen sein und die Beurteilung der Qualität des Betons innerhalb kurzer Frist ermöglichen.

Ad 1. Der Beton wird im Bauwerk auf unmittelbaren Druck oder auf Biegedruck beansprucht. Die Würfeldruckprobe gibt nur Resultate für die erstere Art der Beanspruchung und ist hierfür nicht zu entbehren. Aus der Würfel Festigkeit kann auf die Biegedruckfestigkeit geschlossen werden, zweifellos läßt sich aber diese Festigkeitsziffer durch die Balkenprobe auf direktem Wege genauer bestimmen. Bei Benutzung von zwei verhältnismäßig hohen Bewehrungsprozenten der Probekörper erhält man jedoch nicht die wahre Biegedruckfestigkeit der meist schwächer armierten Bauwerksteile, sondern Näherungswerte, allerdings weit bessere Annäherungen als bei der Würfeldruckprobe.

Ad 2. Es kommt in hohem Maße darauf an, daß der Beton des Probekörpers möglichst dem Beton im Bauwerk entspricht; welche Form man der Probe gibt und die Art und Weise der Prüfung sind dieser Forderung gegenüber weniger wichtig. Selbstverständlich ist aber eine einmal festgesetzte Prüfungsart einheitlich durchzuführen.

Abweichungen in den Würfelresultaten bei gleichem Mischungsverhältnis und gleicher Behandlung sind, wenn sie vorkommen, hauptsächlich auf verschiedenartige Erzeugung zurückzuführen. Daß erdfeuchter Beton bei intensiver Stampfarbeit innerhalb kurzer Zeit eine viel

höhere Festigkeit erreicht als weicher Beton unter den gleichen Bedingungen, ist bekannt. Die durch verschiedenen Wasserzusatz bedingte ungleiche Herstellung der Probewürfel ist unbedingt zu vermeiden, denn man prüft bei erdfeuchtem Zustande der Betonmasse meistens nur den Erfolg der aufgewendeten Stampfarbeit, nicht die Güte des Betons.

Der Einfluß der Stampfarbeit läßt sich ausschalten, wenn wenigstens die bei Eisenbetonkonstruktionen zur Verwendung kommenden fetteren Mischungen bei mittlerer Luftwärme stets mit reichlichem Wasserzusatz in die Form gebracht werden. Bei der Balkenprobe ist dies im vorhinein selbstverständlich und aus diesem Grunde eine große Gleichmäßigkeit der Prüfungsergebnisse zu erwarten. Die Würfel sind stets unter feuchtem Sand aufzubewahren. So werden sie vor Beschädigungen geschützt und erhalten die für ihre Erhärtung nötige Feuchtigkeit. Vor allen Dingen aber wird so eine leicht eintretende Willkür in ihrer Behandlung vermieden, die der Aufsichtsbehörde die Beurteilung der Qualität sehr erschweren würde. Der Unterschied in den Bedingungen, denen der Beton des Bauwerks gegenüber dem Würfelbeton unterworfen ist, ist eben aus praktischen Gründen unvermeidlich.

Da die Anfangserhärtung beim weichen Beton weniger energisch ist, kann statt der Festigkeit von 180 bis 200 kg/qcm nach 28 Tagen der Nachweis einer solchen von 150 bis 160 kg/qcm als genügend angesehen werden.

Das über die Herstellung und Aufbewahrung der Probewürfel Gesagte gilt ohne weiteres auch für die Probek balken. Da sie die Beschaffenheit des Bauwerksbetons möglichst vollkommen wiedergeben sollen, sind die für die behördliche Kontrolle bestimmten Probek balken selbstverständlich ebenso wie die Würfel *ausschließlich* aus der fertigen Betonmasse herzustellen, ohne Rücksicht darauf, ob der Kies fein oder grob ist. Der Balkenquerschnitt ist so zu bemessen, daß Unzuträglichkeiten hieraus nicht entstehen.

Wie weit man die Balken zur Festsetzung der Ausschaltungsfristen benutzen darf, wird noch eines weiteren Studiums bedürfen. Da es im allgemeinen nicht zulässig ist, aus Modellversuchen unmittelbar auf das Verhalten größerer Bauwerksteile zu schließen, so darf, um in dieser Frage sicher zu gehen, die Prüfung des Bauobjekts selbst in keinem Falle unterbleiben.

Ad 3. Die Praxis hat das Bedürfnis nach einer in erster Linie kurzfristigen Prüfungsmethode, daneben muß sie bequem und billig durchzuführen sein.

Probewürfel können sehr wohl nach 8 Tagen geprüft werden und gestatten, wenn die Eigenschaften der Zementmarke bekannt sind, selbst während der kalten Jahreszeit einen ziemlich

sicheren Schluß auf die Festigkeit nach 28 Tagen. Die Biegeprobe steht in dieser Beziehung der Druckprobe nicht nach, da die Balken wegen ihrer geringen Abmessungen zweifellos noch schneller erhärten. Nur ihre Behandlung erfordert weit mehr Sorgfalt und Geschicklichkeit, besonders beim Abnehmen der Form und etwaigem Transport in frischem Zustande. Auf räumlich beschränkten Baustellen könnte ihre Unterbringung gelegentlich zu Schwierigkeiten Veranlassung geben.

Wo eine Druckpresse zur Verfügung steht, ist die Ausführung der Würfelprobe in der Regel die einfachste, schnellste und billigste Art der Kontrolle. In allen anderen Fällen gebührt der Balkenprobe der Vorzug hinsichtlich der Leichtigkeit der Versuchsdurchführung, die stets in Anwesenheit eines Vertreters der Baupolizei vorzunehmen ist, wenn die Ergebnisse amtlich anerkannt werden sollen. Die Zuziehung der Baupolizei bedeutet für diese keine erhebliche Mehrbelastung und hat den Nutzen, daß der betreffende Beamte sich mit den Unterschieden in der Gefügebearbeitung vertraut macht und sein Urteil schärft für solche Fälle, wo Festigkeitsversuche nicht möglich sind.

Ein abschließendes Urteil darüber, welches der beiden Prüfungsverfahren das geeignetere ist, wäre verfrüht, solange nicht über die Balkenprobe wissenschaftliche und praktische Versuche in größerer Zahl vorliegen. M. E. kann an einen Ersatz der Würfelprobe durch die Biegeprobe des bewehrten Balkens nicht gedacht werden. Die Würfelprobe ist für Stampfbetonkonstruktionen die einzig richtige Art der Prüfung, muß bei Eisenbetonkonstruktionen aber unter Berücksichtigung der hier vorliegenden abweichenden Verhältnisse angewendet werden.

Die Balkenprobe stellt zweifellos einen Fortschritt dar und bei exakter Durchführung eine Verfeinerung der Materialprüfung auf dem Gebiete des Betonbaues. Sie wird eine wertvolle Ergänzung der Würfelprobe bilden.

Professor F. Schüle (Zürich):

Der Vorschlag des Herrn Dr. Ing. v. Emperger auf Einführung von armierten Kontrollbalken zur Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons wird durch die Diskussionen und Versuche den großen Vorzug haben, allgemein über das Verhältnis des Widerstandes von Eisen auf Zug und Beton auf Druck in einem auf Biegung zugrunde belasteten Balken Aufklärung zu verschaffen und dem Aufbau rationeller Vorschriften behilflich zu sein.

Die Erfahrungen, welche wir in der Schweiz mit der Prüfung von Betonwürfeln von 16 cm Kantenlänge oder von Betonprismen von $12 \times 12 \times 36$ cm ohne Armierung (für 1 Biege- und

2 Druckproben) gemacht haben, sind sehr günstig ausgefallen: die Probekörper sind handlich, somit leicht zu versenden und die Resultate einer Serie von 3 bis 4 meistens gut übereinstimmend. Auf Versuche am Bauplatz wird wenig Wert gelegt oder sie sind bei Zuziehung von unabhängigen Fachleuten wesentlich kostspieliger wie die Versuche im Prüfungsamt. Durch Ermittlung des Raumgewichtes des Betons in den Probekörpern und an Bruchstücken aus dem Bau läßt sich feststellen, ob die Probewürfel wie der Beton im Bau oder abnormal stark eingestampft wurden.

Die Druckfestigkeit der Baumaterialien wird infolge allgemeiner Vereinbarung an Würfeln ermittelt. Irgendein Zweifel in ihrer Bestimmung besteht nicht. Bei dem stark armierten Balken ist die durch Biegung ermittelte Druckfestigkeit nicht allein von der Qualität des Betons, sondern von der Anwendung einer Rechnungsmethode abhängig, die jedenfalls für den Bruch nicht mehr zutreffend ist. Es handelt sich somit um die Berechnung eines relativen Wertes, welcher nur dann als maßgebend allgemein anerkannt wird, wenn über den Prozentgehalt der Armierung, über die Streckgrenze des verwandten Eisens, über das einzuführende Verhältnis n vor dem Bruch und über die Rechnungsmethode eine Einigung erzielt ist. Zuletzt wird aber der erhaltene relative Wert erst in seinem Verhältnis zur Würfelfestigkeit seine Bedeutung haben. Das sind sehr ungünstige Umstände für die Einführung einer neuen Prüfungsweise.

Die Fortschritte in der Vereinheitlichung der Methoden zur Erprobung der Materialien gehen nur sehr langsam vor sich; dem Erfolge von komplizierten Neuerungen stehe ich daher skeptisch gegenüber, wenn ich auch in solchen Vorschlägen das Erstreben einer größeren Sicherheit in der Anwendung des Eisenbetons erblicke.

Oberingenieur H. Sturmman (Berlin):

Der Anregung des Herrn Prof. M. Foerster, Dresden, folgend, möchte ich mir erlauben, folgendes zur Sache zu äußern:

Schon die Tagung der Baupolizeibeamten Deutschlands hat in der dem Vortrage von Empersgers folgenden Diskussion gezeigt, daß es sehr viele Gegner der Einführung von Kontrollbalken gibt. Auch ich schließe mich vor allem aus den von Herrn Prof. M. Foerster angeführten Gründen dieser Ansicht an, wenngleich ich zugeben muß, daß die Schlüsse von Würfelpuben auf durch Biegung beanspruchte Verbundkörper keine idealen sind.

Nach meinem Dafürhalten wird überhaupt auf Druckversuche viel zu viel Wert gelegt. Die Ergebnisse sind von so vielen Nebenumständen abhängig, daß selbst, wie ich in einer Veröffentlichung des Königlichen Materialprüfungsamtes

Groß-Lichterfelde gelesen habe, diese Anstalt mit seiner überall anerkannt exakten Arbeit Schwan-
kungen von 100% und mehr gehabt hat.

Meiner Ansicht nach kann man Normen schaffen für bestimmte Mischungsverhältnisse. Wenn z. B. an Berlin gedacht wird, so kommt doch hier nur Elb- oder Oderkies in Frage, wenn es sich um Eisenbetonarbeiten handelt. Die Zementmarken sind ebenfalls sehr beschränkt, so daß ein für allemal festgelegte Druckbeanspruchungen für die Mischungsverhältnisse 1:3–1:6 geschaffen werden können. Das gleiche kann natürlich für viele andere Bauplätze gelten. Auch lassen ja die Zunahmen an Beanspruchung der 28tägigen gegen die 7tägigen Druckergebnisse genügend Schlüsse zu über die Abbildungsfähigkeit der verwendeten Baustoffe. Und als letzten Punkt: Über die Zeit des Ausschalens kann der kleine Kontrollbalken gar keinen Anhalt geben gegenüber dem wirklichen in Frage kommenden Balken mit seinem viel größeren Querschnitt.

Professor E. Suenson (Kopenhagen):

Wenn man eiserne Formkasten für die Würfel verwendet, geben diese ohne Zweifel gleichmäßigere Einzelwerte als die Balken, jedenfalls wenn der Querschnitt des Balkens klein ist, und wenn die Balkenformkasten und Belastungsvorrichtungen primitiv sind. Ich habe neulich durch Versuche mit Würfeln und Balken aus demselben Beton gefunden, daß die Abweichungen der Einzelwerte von dem Mittelwert beziehungsweise etwa $\pm 6\%$ und $\pm 12\%$ waren.

Diese geringere Gleichmäßigkeit scheint mir aber weniger wesentlich im Verhältnis zu den Vorteilen, welche die Balkenprobe bietet. Hier in Dänemark, wo bald jeder Handwerker Eisenbeton ausführt, gibt es, soviel ich weiß, nur 10 eiserne Würfelformen, und eine hydraulische Presse für die Prüfung ist nur in Kopenhagen vorhanden. Die Durchführung der Würfelprobe ist folglich so umständlich, daß sie so gut wie gar nicht benutzt wird. Mit der Balkenprobe ist es ganz anders; sie ist billig und leicht durchführbar und interessiert den Unternehmer, weil er selbst alles mitmacht; er fängt bald an auf eigene Hand Probekörper zu gießen und lernt dadurch, welche Bedeutung das Alter, die Temperatur, der Zement, der Kies, der Wasserzusatz usw. für die Festigkeit hat; alle seine Rohmaterialien kann er auf diese leichte Weise prüfen. Die hier hervor gehobene, erziehende Wirkung der Balkenprobe läßt sich schwerlich überschätzen.

Prof. Foerster schreibt, daß die Größe der Eiseneinlage Einfluß auf die Balkendruckfestigkeit hat. Ich habe das Gegenteil gefunden, nämlich daß das Eisenprozent zwischen etwa 4 und etwa 18 variieren kann, ohne daß es Einfluß

auf den formellen Wert des σ_{beton} hat. Dagegen hat es sich gezeigt, daß eine Einzelkraft in der Mitte des Balkens 16% größere Bruchspannungen gibt als zwei Einzelkräfte, welche die Spannweite in drei gleich große Teile teilt.

Viele andere Fragen stehen aber noch offen, z. B. der Einfluß der Schnelligkeit des Belastungszuwachses, das Verhältnis zwischen Balkendruckfestigkeit und Würfelfestigkeit für verschiedene Querschnitte und der Einfluß der Balkenhöhe und Balkenbreite auf die Gleichförmigkeit der Resultate. Wenn man die Höhe der Kontrollbalken gleich der gewöhnlichen Plattendicke nimmt, kommt man den praktischen Verhältnissen (sowohl für Platten wie für Plattenbalken) so nahe wie möglich, und eine größere Höhe sollte man daher nicht einführen, auch weil die bei windschiefen Balken, Widerlagern oder Belastungsvorrichtungen entstehenden Drehungsspannungen dadurch größer werden.

Wenn alle diese Fragen experimentell untersucht sind, wird es wohl gelingen ein einheitliches, internationales Prüfungsverfahren einzuführen, aber schon jetzt wird man die Kontrollbalken mit Vorteil benutzen können, wenn man bloß zwei Punkte beachtet:

1. der Eisenprozentsatz darf nicht kleiner wie etwa 6 sein,
2. die Nutzhöhe muß nach dem Bruch gemessen werden.

Ingenieur N. de Tédesco (Paris):

Diese Frage, der man in Deutschland eine große Bedeutung beizumessen scheint, läßt uns in Frankreich gleichgültig, weil sich unsere Unternehmer an die Versuche der französischen Regierungskommission halten, welche für die Druckfestigkeit eines sorgfältig hergestellten Betons von bestimmter Mischung Zahlenwerte festlegen.

Wenn die Behörden Versuche forderten, so würden sich wenige Unternehmer zur Anschaffung der für die Zerdrückung der Würfel notwendigen kostspieligen Einrichtungen entschließen, sie würden ohne Zweifel die Biegeprobe vorziehen, wie sie dem Bauwerk entspricht, und dieses mit Vorrichtungen, wie sie auf dem Bauplatz zufällig erreichbar sind.

Das Bestehen von leicht kontrollierbaren Vorrichtungen für Biegeproben auf unserem Markte würde vielleicht begrüßt werden, aber nicht so sehr, um aus diesen Proben auf dem Wege der Rechnung die Druckfestigkeit des Betons abzuleiten, als um die Biegezugfestigkeiten von ähnlich ausgeführten und belasteten Balken verschiedener Betonmischungen zu vergleichen, besonders wegen der Wahl des Sandes.

(Übersetzt aus dem Französischen.)

Prof. Dr. Max R. v. Thullie (Lemberg):

Die Frage der Art und Weise der Prüfung der Eisenbetonkonstruktionen wird jetzt allorts erörtert. Es würde auch die Prioritätsfrage der Probekonstruktionen aufgeworfen und durch einen Ausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines behandelt.

Wichtiger als diese Prioritätsfrage ist die Frage, ob als Güteprobe für Beton bei Eisenbetonbauten Probekonstruktionen oder Probewürfel anzuwenden sind. Die Ansichten sind geteilt, die einen sprechen sich für die Würfel, die anderen für die Balken aus. Ich bin der Ansicht, daß die einen und die anderen zugleich anzuwenden sind, und zwar ist die Güteprobe durch Probekonstruktionen für die Eisenbetonplatten und Eisenbetonbalken, die Güteprobe für die Pfeiler, für die gedrückten Teile der Konstruktion durch Probewürfel oder vielleicht besser durch Probensäulen, wobei $h = 2b$ ist, in Anwendung zu bringen.

Es ist nämlich ratsam, diejenige Festigkeit des Betons direkt zu prüfen, welche bei einer Eisenbetonkonstruktion hauptsächlich auftritt. Bei Balken und Platten ist dies die Biegezugdruckfestigkeit. Würde man bei der Berechnung auch die Betonzugfestigkeit berücksichtigen, so bietet die Güteprobe durch Probekonstruktionen auch hierfür Aufschluß. Aus den Probekonstruktionen auf die Druckfestigkeit beim zentrischen Druck Schlüsse zu ziehen, erscheint mir etwas zu gewagt, hierfür ist die Würfelprobe am geeignetsten.

Was diese letztere Probe anbelangt, so muß sie in anderer Weise, wie gewöhnlich, durchgeführt werden. Es sollen nämlich die Würfel von derselben Betonmischung, welche für die gedrückten Bauteile verwendet wird, während des Baues entnommen werden und ist in derselben Weise, wie beim Bau in ähnlichen Formen, also in hölzernen Formen, zu stampfen. Die maschinelle Stampfung der Würfel kann beim Vergleiche verschiedener Betonsorten gut angewendet werden. Bei der Feststellung der Betondruckfestigkeit in einem Bauteile soll die Stampfung mit der Hand durchgeführt werden, wenn sie beim Bau in derselben Weise geschieht. Sonst erhalten wir eine viel größere Druckfestigkeit, die den Ingenieur bezüglich der vorhandenen Sicherheit irreführen kann.

Ich bin übrigens kein großer Freund der Würfelprobe überhaupt und betrachte sie nur als zum Vergleich verschiedener Betonsorten geeignet. Die eigentliche Druckfestigkeit gibt uns aber die Würfelprobe nicht. Es ist bekannt, daß in der Angriffsfläche der Kraft die Spannungen anders sich verteilen, als in einiger Entfernung von derselben. Nun sind bei dem Würfel die Kopf- und Fußfläche zu nahe und der Einfluß dieser Flächen auf die Spannungsverteilung zu groß, um

aus dem Resultate der Probe die Druckfestigkeit sicher zu bestimmen. Und dann haben die Bruchpyramiden oder die schrägen Bruchflächen keine genügende Höhe zur gehörigen Ausbildung.

Der Bruch wird hierdurch verzögert und wir bekommen die Würfelfestigkeit größer als die Druckfestigkeit. Ich glaube, daß die Anwendung von Prismen, bei welchen die Höhe $h = 2b$ ist, diese Unregelmäßigkeiten beseitigen würde und daß wir durch die Erprobung solcher Prismen die Druckfestigkeit weit genauer bestimmen würden.

Alle Probestücke, ob Balken, ob Würfel, ob Prismen, müssen am Bauort in denselben Verhältnissen bis zur Probe aufbewahrt werden, wie der Bau selbst, sonst sind wiederum Trugschlüsse möglich. Natürlich, wenn man diese Gesichtspunkte als richtig erkennen würde, so müßten die Verordnungen entsprechend geändert werden. Für die Prismen wäre z. B. eine kleinere Bruchfestigkeit zu verlangen, als für die Würfel. Man würde dadurch aber den bestehenden Verhältnissen sich mehr anpassen als durch die übliche Würfelprobe.

DIE BESTIMMUNG DER WÄRMEAUSDEHNUNG VON ZEMENTBETON UND ANDEREN BAUSTOFFEN.

Von Professor M. Rudeloff (Gross-Lichterfelde).

(Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt.)

Die Längen- und Rauminhaltsänderungen, die Zementbeton unter dem Einfluß von Wärmewechsel erleidet, sind im Bauwesen vornehmlich aus folgenden Gründen von besonderer Bedeutung. Häufig werden in demselben Bauwerk Betonsorten verschiedenartiger Zusammensetzung nebeneinander verwendet. Haben nun diese Betonsorten verschiedene Wärmeausdehnung, so sind Verschiebungen der einzelnen Teile gegeneinander und die Entstehung von Rissen zwischen ihnen, die das Bauwerk gefährden, nicht ausgeschlossen.

Von mindestens gleicher Wichtigkeit ist die Wärmeausdehnung des Betons im Vergleich zu der des Eisens beim Eisenbeton. Sind beide Ausdehnungen wesentlich verschieden, so liegt eine Gefahr für die Standfestigkeit des Bauwerkes zunächst darin, daß der dem Eisen rechnungsmäßig zufallende Anteil an der Spannungsaufnahme und daher die Spannungsverteilung mit dem Wärmezustande sich ändert. Dehnt das Eisen sich z. B. in einem Balken mehr als der Beton, so wird es auf Kosten der Tragfähigkeit des Balkens entlastet. Ist aber die Wärmeausdehnung des Eisens geringer als die des Betons, so wächst die Zugspannung der Eiseneinlage mit steigender Erwärmung, und es wäre zu erwägen, ob der Dehnungsunterschied so groß werden kann, daß die Zugspannung im Eisen bis zur Entstehung bleibender Dehnung fortschreitet. Tritt dieser Fall ein, so ist dann das Eisen in dem wieder abgekühlten Balken gegen den ursprünglichen Zustand der voraufgegangenen bleibenden Dehnung entsprechend entspannt und die bei der Berechnung zugrunde gelegte Spannungsverteilung wieder zuungunsten der Standsicherheit gestört.

• Von größtem Belang ist die Wärmeausdehnung

bei langgestreckten Mauern. Sinkt ihre Temperatur, so entstehen in der Mauer Zugspannungen dadurch, daß die gegen Wärmeänderungen geschützten Teile an den Längenänderungen nicht teilnehmen oder, sofern es sich um Stützmauern handelt, zwischen der Mauer und dem hintergelegten Material Reibungswiderstände entstehen, die mit der Länge der Mauer wachsen. In der letzteren treten dann, sofern nicht im voraus sogenannte Dilatationsfugen vorgesehen sind, bekanntlich Querrisse ein und zwar in bestimmten Abständen, deren Größe im wesentlichen abhängt von der Zugfestigkeit des Mauerwerkes und dem Bewegungswiderstande für die Längeneinheit der Mauer.

Versuche über die Wärmeausdehnungszahl von Beton liegen vor von Bonniceau*) und von Keller**). Ersterer untersuchte Proben aus reinem Zement, sowie Mörtel aus 1 Teil Zement und 2 Teilen Sand und Beton aus Zement und grobem Kies, dessen Zusammensetzung nicht näher angegeben ist. Die Versuchstemperaturen lagen zwischen $+22$ und 97°C . Die beobachteten Ausdehnungszahlen schwanken zwischen 105 und $148 \cdot 10^{-7}$.

Keller untersuchte je zwei Proben aus folgenden 6 Mischungen:

| | |
|-------------|--------------------------------------|
| Mischung I: | reiner Zement, |
| " II: | 1 Teil Zement + 1 Teil Kies und Sand |
| " III: | 1 " " + 2 " " " " |
| " IV: | 1 " " + 4 " " " " |
| " V: | 1 " " + 6 " " " " |
| " VI: | 1 " " + 8 " " " " |

*) Annales des ponts et chaussées 1863, S. 181.

**) Tonindustrie-Zeitung 1894, S. 469.

Die Versuchsstücke, Prismen von 7×7 cm Querschnitt und 30 cm Länge, lagerten die ersten 24 Stunden an der Luft und dann bis zum Beginn der Versuche unter Wasser. Die Untersuchungen erfolgten bei Wärmegraden zwischen -16 und $+72^\circ \text{C}$; der Wärmeausgleich in den Proben wurde erst nach mindestens 24 Std. erreicht.

Zum Messen der Längenänderungen waren in eine Seitenfläche der Proben zwei zylindrische Glasstäbe eingelassen, deren äußere Entfernung voneinander etwa 23 cm betrug; sie wurde mit Mikrometerschraube auf $\frac{1}{200}$ mm ausgemessen.

Die Längenänderungen infolge Wärmewechsels (Reihe I) und Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt der Proben (Reihe II) wurden getrennt untersucht. Bei Reihe I wurden die Proben abwechselnd er-

ausdehnung für trockene und nasse Proben die gleiche sei.

Tabelle 1.

| Nummer der Mischung | Wärmeausdehnung der Längeneinheit für 1°C | Ausdehnung der Längeneinheit für je 1% Wasseraufnahme |
|---------------------|--|---|
| | 10-7 | 10-7 |
| I | 126 | 900 |
| II | 110 | 730 |
| III | 101 | 720 |
| IV | 104 | 420 |
| V | 92 | 330 |
| VI | 95 | 270 |

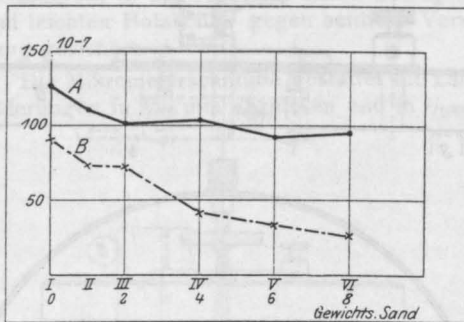


Fig. 1.

- A Wärmeausdehnungszahl für 1°C ,
B Ausdehnungszahl für 1% Feuchtigkeitszunahme, bei den Mischungen I—VI.

wärmt und abgekühlt und die hierbei beobachteten Längenänderungen unmittelbar der veränderten Temperatur zugeschrieben, d. h. es wurde angenommen, daß Längenänderungen weder infolge fortschreitenden Erhärtens des Materials noch dadurch eintreten, daß mit der Temperatur auch der Feuchtigkeitsgehalt sich änderte. Vielmehr betont Keller ausdrücklich, daß „bei allen Versuchen durch das abwechselungsweise Erwärmen der Versuchsstücke der Feuchtigkeitsgehalt oder vielmehr die Trockenheit fortdauernd auf gleichem Wert erhalten wurde, was auch durch zeitweises Abwägen konstatiert werden konnte“. Zur Bestimmung der Längenänderungen mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt (Reihe II) trocknete Keller die Proben nach Erledigung der Reihe I im Trockenofen, ließ sie an der Luft erkalten und lagerte sie dann zwei Tage so in Wasser, daß die Luft aus ihnen entweichen konnte. Die hierbei auf Wärmeänderungen entfallenden Längenänderungen, die von den beobachteten Längenänderungen in Abzug zu bringen waren, wurden unter Benutzung der Ergebnisse aus Reihe I berechnet; es ist also angenommen, daß die Wärme-

Aus den Endergebnissen (s. Tabelle 1 u. Fig. 1) ist zu erkennen, daß sowohl die Wärmeausdehnung, als auch die Ausdehnung durch Zunahme des Feuchtigkeitsgehaltes mit wachsendem Gehalt des Betons an Sand und Kies abnimmt.

Im nachstehenden möge nun zunächst ein Versuchsvorgehen besprochen sein, das bereits 1898 zur Erledigung eines Auftrages der Firma Dyckerhoff & Widmann, Zementwarenfabrik in Biebrich im königlichen Materialprüfungsamt ausgebildet und seitdem daselbst in Anwendung ist.

Der zu prüfende Beton wird in aufrecht stehenden Formen zu Prismen von 200×200 mm Querschnitt und 750 mm Länge eingestampft, die nach Fig. 2 in der Längsachse einen zylindrischen Hohlraum enthalten. In den letzteren wird das Messingrohr R eingestampft, das am unteren Ende durch die Bordscheibe E mit dem Beton fest verbunden und am oberen Ende durch eine hart eingelötete Messingscheibe verschlossen ist. Beim Einstampfen ist über das Rohr R ein zweites Rohr R_1 geschoben. Es wird nach beendeter Stampfarbeit herausgezogen, so daß in der fertigen Probe zwischen dem Rohr R und dem Beton ein freier Raum bleibt.

In die obere Fläche des Betonkörpers werden mit Hilfe einer Schablone (Fig. 2a) drei Messing-

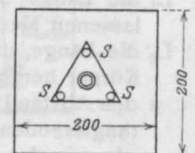
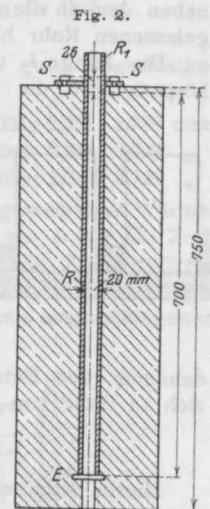


Fig. 2a.

stifte S (Fig. 2) eingesetzt. Sie ragen bei allen Proben annähernd gleichviel aus der Oberfläche hervor und sind mit einer Eindrehung versehen, in die die Schablone beim Stampfen des Betons sich einlegt. Die Schablone ist ferner mit ihrer mittleren Bohrung über das Einformrohr R_1 geschoben, so daß die drei Stifte bei allen Proben in nahezu die gleiche Lage zueinander und zu dem Rohr R kommen.

Die eingestampften Proben werden mit den Formen auf Holzunterlagen gestellt, die zu Tragbahnen ausgebildet sind (Fig. 3), und auf denen die Proben bis zum Abschluß der Untersuchung dauernd verbleiben. 24 Stunden nach dem Einstampfen erfolgt das Entformen. Die Proben erhärten dann je nach dem Antrage oder Zweck der Untersuchung an der Luft, unter nassem Sande oder in Wasser; in letzteres werden sie nur so tief hineingestellt, daß die Oberfläche noch etwas herausragt, damit kein Wasser neben dem in die Probe eingelassenen Rohr hineinfließt.

Die Länge L des Probekörpers, für die die Aus-

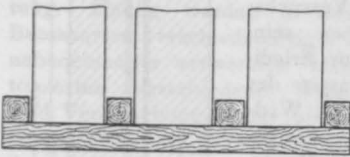


Fig. 3.

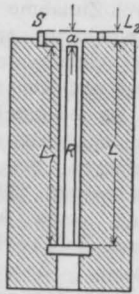


Fig. 4.

dehnung des Betons zu bestimmen ist, ergibt sich an Hand von Fig. 4 aus der Gleichung

$$L = L_1 + a - L_2.$$

Hierin bedeutet:

- L_1 die Länge des in den Probekörper eingelassenen Messingrohres,
- L_2 die Länge, um die die drei Stifte S aus dem Körper hervorragen und
- a den Abstand der die Kuppen der drei Stifte S tangierenden Ebene von der Oberfläche der oben in das Rohr R eingelöteten Scheibe.

Die Längen L_1 und L_2 sind ebenso wie a abhängig von dem jeweiligen Wärmezustande. Sie werden vor dem Einstampfen bzw. vor Beginn des Versuches unter gleichzeitiger Beobachtung der Luftwärme festgestellt und ihre Veränderungen für den Wärmezustand, bei dem die Längenänderung des Betons ermittelt werden soll, berechnet. Hierbei wird der Rechnung die Wärmeausdehnungszahl des Messings zugrunde gelegt, die von der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt an zwei der verwendeten Rohre festgestellt ist und wobei folgendes Ergebnis erzielt wurde:

„Die bei vier verschiedenen Temperaturen in der Nähe von 0,5, 17,5, 32,0 und 44,0° C ausgeführten Messungen befinden sich in befriedigender innerer Übereinstimmung und ergeben für den Wert des Ausdehnungskoeffizienten, ausgedrückt in tausendstel Millimetern pro Meter Länge und °C die Zahlen:

$$\text{für Rohr } \begin{cases} V & e = 18,536 \pm 0,05, \\ H & e = 18,459 \pm 0,05. \end{cases}$$

Ein Wachstum des Ausdehnungskoeffizienten mit der Temperatur ist innerhalb des angegebenen

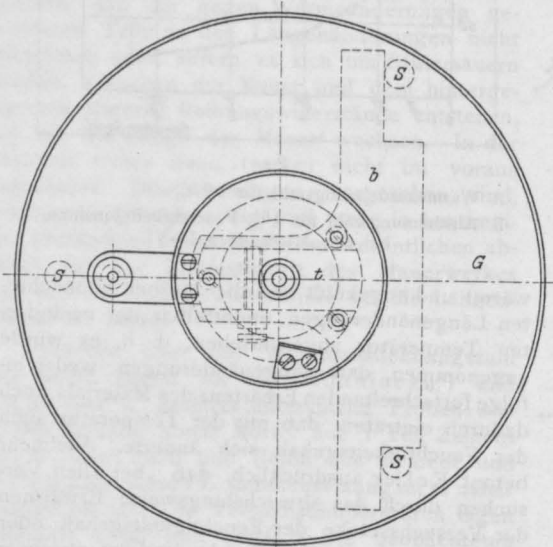
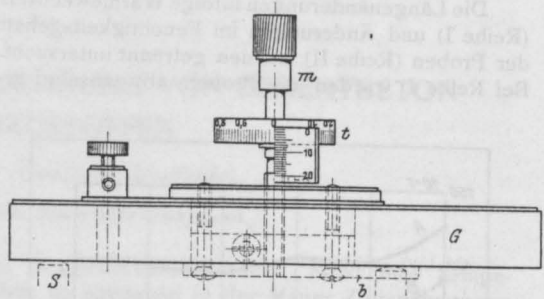


Fig. 5.

Intervalles mit Sicherheit nicht erkennbar. Die Abweichungen der beiden Werte voneinander liegen noch innerhalb der Grenze der Unsicherheit und dürften daher kaum Anspruch auf Realität machen können.“

Die Messungen zur Ermittlung der Längenänderungen des Betonprismas erstrecken sich bei der gewählten Anordnung bei den verschiedenen Versuchstemperaturen lediglich auf die Feststellung der Länge a .

Hierzu dient der von Martens angegebene Apparat (Fig. 5). Er besteht im wesentlichen aus

der etwa 15 mm dicken Glasplatte G, die sich bei der Messung auf die Kuppen der drei Stifte S auflagt, und der Mikrometerschraube m, deren Mutter mit der Glasplatte fest verbunden ist.

Damit die Spitze der Mikrometerschraube bei allen Messungen an derselben Probe genau auf denselben Punkt der Messingscheibe aufrifft, ist die Glasplatte mit dem Anschlag b versehen. Letzterer enthält zwei winkelförmige Ausschnitte. Von ihnen legt sich der eine mit beiden Flächen gegen einen der Stifte S und zwar bei allen Messungen gegen denselben Stift, der zu diesem Zweck deutlich gekennzeichnet ist. Eine Fläche des zweiten winkelförmigen Ausschnittes legt sich gegen den zweiten Stift, während der dritte lediglich zur Unterstützung der Glasplatte dient. Das Messingrohr in der Probe ist durch Einfügen von drei leichten Holzkeilen gegen seitliche Verschiebung gesichert.

Die Mikrometerschraube gestattet die Längenänderungen in $\frac{1}{200}$ mm abzulesen und in $\frac{1}{2000}$ mm

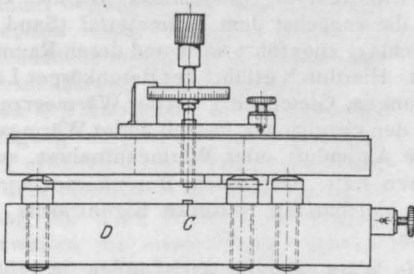


Fig. 6.

zu schätzen. Jede Ablesung wird 5—10mal wiederholt. Um möglichst empfindliche Anzeige zu schaffen, wird die Mikrometerschraube mit dem einen Pol einer elektrischen Batterie und das Messingrohr in dem Probekörper mit dem anderen Pol verbunden. Bei Berührung der Schraubenspitze und des Rohrendes zeigt ein eingeschaltetes Galvanoskop den Stromschluß an.

Zur Untersuchung des Apparates auf etwaige Beschädigung der Mikrometerschraube während der Versuchsreihen dient der ebenfalls von Martens angegebene Kontrollapparat (Fig. 6). Er besteht aus der 22 mm dicken Gußeisenplatte D, die in gleicher Anordnung wie die Proben drei mit Kuppen versehene Stifte trägt. Die Glasplatte des Meßapparates wird, wie an den Proben beschrieben ist, auf die drei Stifte des Kontrollapparates gelegt und die Schraube bis zur Berührung mit dem auf der Gußeisenplatte D angebrachten isolierten Kontaktstück C niedergeschraubt. Durch wiederholte Messungen mit dieser Einrichtung kann festgestellt werden, ob und welche Abnutzung die Spitze der Mikrometerschraube im Laufe der Zeit erfahren hat.

Der Kontrollapparat ist zugleich dazu verwendet, durch besondere Versuchsreihen den Schraubenwert des Mikrometers festzustellen. Hierzu wurden drei Metallplättchen verschiedener Dicke mit dem Mikrometer (Reihe M), mit dem Abbeschen Dickenmesser (Reihe A) und einer Mikrometerschraube von Brown und Sharpe (Reihe B) ausgemessen. Die Ergebnisse der drei

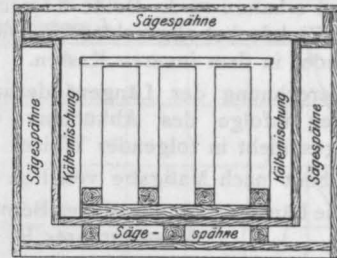


Fig. 7.

Einrichtung zum Abkühlen der Proben.

Vergleichsmessungen zeigten gute Übereinstimmung; gefunden sind:

| | |
|-------------------------|-------------------------|
| bei Reihe M die Dicken: | 1,036; 2,351; 3,730 mm, |
| " " A " " " | 1,040; 2,351; 3,729 " |
| " " B " " " | 1,039; 2,351; 3,729 " |

Die bei den Versuchen angewendeten Wärmegrade betragen etwa -20°C bis $+40^{\circ}\text{C}$. Zum Abkühlen der Proben unter die Zimmerwärme dient der Kühlkasten (Fig. 7). Er besteht aus einem doppelwandigen, mit Zink ausgeschlagenen

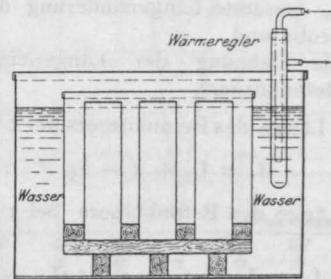


Fig. 8.

Einrichtung zum Erwärmen der Proben.

Holzkasten, dessen Zwischenwände ebenso wie der doppelwandige Deckel mit Sägespänen ausgefüllt sind. Die Dichtung zwischen dem Deckel und Kasten erfolgt durch eine Filzzwischenlage. In diesen Kühlkasten wird ein zweiter Zinkkasten gestellt, der die Proben, auf dem bereits erwärmten Holzgestell stehend, aufnimmt und dann mit einem Zinkdeckel verschlossen wird. In den Zwischenraum zwischen beiden Kästen wird die Kältemischung aus Viehsalz und Eis bis nahezu an den Deckel reichend eingefüllt.

Die Proben stehen also in Luft. Zwischen ihnen werden in verschiedenen Höhen Maximum- und Minimumthermometer angebracht, die die Versuchswärme anzeigen.

Zu den Versuchen im warmen Zustande dient ein doppelwandiger Zinkkasten (Fig. 8); der Zwischenraum zwischen beiden Kästen ist mit Wasser gefüllt, das von außen erwärmt und durch einen Wärmeregler auf einen bestimmten Wärmegrad erhalten wird. Beide Kästen werden mit einem Zinkdeckel abgeschlossen. Die Proben stehen wieder in dem inneren Kasten.

Die Berechnung der Längenänderungen der Betonkörper infolge des Abkühlens oder Erwärmens geschieht in folgender Weise:

Bezeichnet nach Maßgabe von Fig. 4 wieder

L die Länge des zu messenden Betonkörpers;

L_1 „ „ „ Messingrohres R ;

L_2 „ mittlere Länge der drei aus dem Betonkörper herausragenden Messingstifte, die als Auflager für den Meßapparat dienen;

a die Ablesung am Mikrometer, sämtlich ermittelt bei der ersten Messung, und ferner:

t die Temperatur bei der ersten Messung;

a_1 „ Ablesung am Mikrometer bei der zweiten Messung;

$t + \Delta t$ die Temperatur hierbei;

α „ Wärmeausdehnungszahl des Messingrohres R sowie der drei Messingstifte für die Längeneinheit und $1^\circ C$;

β die Wärmeausdehnungszahl des Betons;

λ „ gesamte Längenänderung der Betonprobe und

$\epsilon = \lambda/L$ die Dehnung der Längeneinheit des Betonkörpers,

so ist die Länge des Betonkörpers bei $t^\circ C$ gleich

$$L = L_1 + a - L_2 \dots \dots (III)$$

und die Länge des Betonkörpers bei $t + \Delta t^\circ C$ gleich

$$L + \lambda = L_1 - L_2 + a_1 + \alpha \Delta t (L_1 - L_2) \quad (IV)$$

Aus der Differenz der Gleichungen (III) und (IV) ergibt sich die gesamte Längenänderung λ des Betonkörpers zu

$$\lambda = a_1 - a + \alpha \Delta t (L_1 - L_2) \dots (V)$$

und die Wärmeausdehnungszahl β des Betons zu

$$\beta = \frac{\lambda}{L \Delta t} = \frac{a_1 - a + \alpha \Delta t (L_1 - L_2)}{L \Delta t} \quad (VI)$$

Vorausgesetzt ist hierbei, daß λ lediglich durch Wärmeänderungen veranlaßt ist. Die Gl. (VI) gilt also nur dann, wenn der Betonkörper infolge hinreichenden Alters soweit erhärtet ist, daß

während der Zeit zwischen den Beobachtungen von a und a_1 keine Längenänderungen infolge weiteren Erhärtens eintreten und auch etwaige Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt des Betons keine Längenänderungen bewirken. Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, so setzt sich der beobachtete Wert für λ , also auch der Wert für $\epsilon = \lambda/L$, zusammen aus

1. Längenänderungen, verursacht durch die chemischen und physikalischen Vorgänge beim Erhärten und Veränderung des Feuchtigkeitsgehaltes sowie

2. Längenänderungen, verursacht durch die Änderungen des Wärmezustandes.

Zu den unter 1. zusammengefaßten Nebeneinflüssen ist folgendes zu bemerken:

Werden die Untersuchungen an Betonkörpern von geringem Alter angestellt, so haben die Erhärtungsvorgänge anfangs großen, allmählich abnehmenden Einfluß auf die Eigenwärme des Betonkörpers, weil durch die chemischen Prozesse beim Erhärten im Bindemittel Wärme erzeugt wird, die zunächst dem Füllmaterial (Sand, Kies, Steinschlag) zugeführt wird und deren Raumgröße ändert. Hierdurch erfährt der Betonkörper Längenänderungen. Gleichzeitig mit der Wärmeerzeugung durch den chemischen Prozeß findet Wärmeabgabe an die Außenluft oder Wärmeaufnahme aus der letzteren statt. Der frische Betonkörper wird also keine gleichmäßig verteilte Eigenwärme haben können.

Die Wärmeabgabe nach außen ist abhängig von dem Wärmegefälle zwischen Betonkörper und Umgebung, aber beeinflußt durch eine Reihe von Nebenumständen (Ausstrahlungsfähigkeit der Betonoberfläche, Verdunstungsvorgänge an dieser Oberfläche, dadurch erzeugte Luftströmungen und Abkühlung der Oberfläche selbst u. a. m.). Alle diese Umstände bewirken, daß die wahre Wärme in einem jungen Betonblock schwer festzustellen ist. Hierzu kommen Raumgrößenänderungen des Betons, die unmittelbar durch das bekannte Quellen und Schwinden des erhärtenden Mörtels entstehen und verschiedene Beträge erreichen können, je nachdem, ob das Betonskelett Raumänderungen gestattet oder Hohlräume zur Aufnahme des quellenden Mörtels bietet.

Findet nun ferner während der Untersuchung Wasserabgabe nach außen durch Verdunsten statt oder wird der Probekörper, nachdem er zunächst an der Luft gestanden hat, während der Untersuchung mit Wasser getränkt, so sind hierdurch anfangs rasch, dann langsamer verlaufende Zustandsänderungen im Betonkörper eingeführt, deren Folgen (Schwinden und Quellen) auf die Längenänderungen außerordentlich schwer von den Längenänderungen infolge des absichtlich herbeigeführten Wärmewechsels zu trennen sind.

Die Wasseraufnahme erzeugt, von außen nach innen fortschreitend, Quellen in den einzelnen Körperschichten, das mindestens so lange anhält, bis der ganze Körper durchtränkt ist, möglicherweise aber auch dazu führt, daß die Erhärtungsvorgänge neuen Anstoß erfahren, so daß die Wassertränkung neben vorübergehenden auch bleibende Formänderungen erzeugen kann. Ebenso würde beim Trocknen eines vorher nassen Körpers die Wasserabgabe unter entgegengesetzter Wirkung wie die Wasseraufnahme beim Tränken von außen nach innen fortschreiten. In beiden Fällen befinden sich also die Körperschichten im Zustande wechselnder Störung, der erst langsam verschwinden wird.

Aus allen diesen Gründen muß man bei der Prüfung junger Probekörper und beim Wechsel deren Feuchtigkeitsgehalt entweder die einzelnen Einflüsse durch getrennte Versuchsreihen ermitteln oder sich damit begnügen, aus den Messungsergebnissen einer einzigen Reihe die Wärmeausdehnungszahl β des Betons mit roher Annäherung zu bestimmen.

Von den Antragstellern war folgender Arbeitsgang vorgeschrieben: Sämtliche Proben erhärteten einen Tag in der Form, nach dem Entformen erfolgte die erste Messung (0), dann lagerten die Proben vom zweiten bis vierten Tage zunächst unter feuchtem Sande, wurden am zweiten Tage zum zweiten Male (Messung I) und am vierten Tag zum dritten Male (Messung II) gemessen und standen hierauf, bei gleicher Zusammensetzung in vier Gruppen mit je 3 Proben geteilt, bis zum Alter von 7, 28, 91 und 364 Tagen an der Luft im gedeckten Raum (Messung III*). Vor den weiteren Messungen wurden die Proben wieder alle gleich behandelt und zwar zu

- Messung IV: 1 Tag in Wasser gestellt,
 „ V: 2 Tage an der Luft gestanden,
 „ VI: 1 Tag auf etwa -10 – -15° C abgekühlt,
 VII: 2 Tage an der Luft gestanden,
 „ VIII: 1 Tag auf etwa 40° C im Luftbade erhitzt,
 „ IX: 1 Tag an der Luft gestanden.

Um den allgemeinen Verlauf der Längenänderungen zu zeigen, sind als Beispiel die Gesamtdehnungen λ , die bei den 9 Messungen I–IX für eine der untersuchten 7 Mischungen (s. Tab. 4) erhalten sind, in Fig. 9 zu Schaulinien aufgetragen. Das Alter der Proben bei der Messung ist unter der Nummer der Messung angegeben. Die Unter-

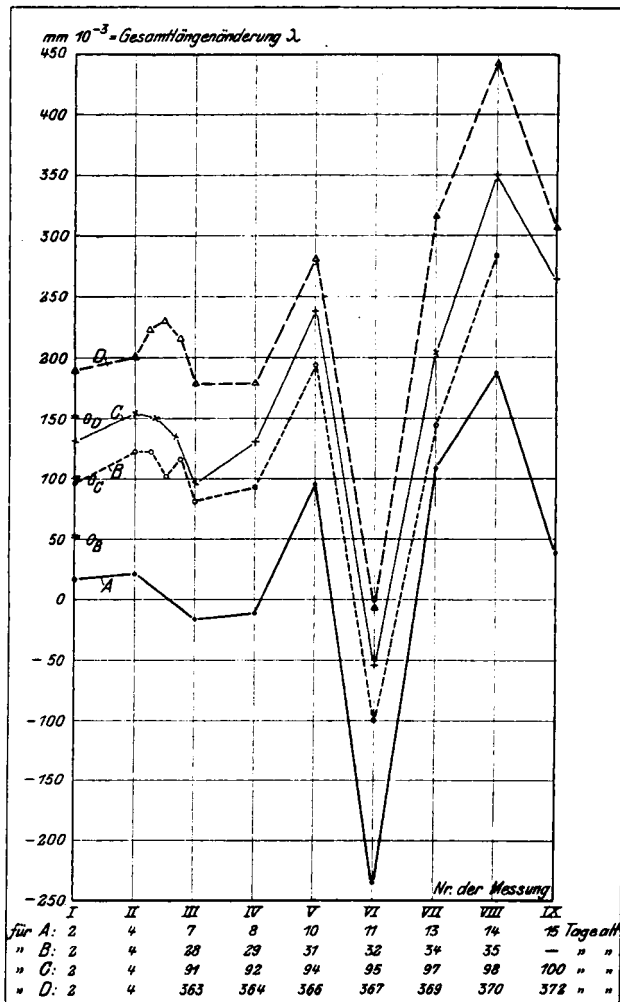


Fig. 9.

Verlauf der Längenänderungen bei den Proben der Gruppen A–D, Mischung A₁.

Die Proben standen bis zur Messung III an der Luft.

* Nach den hier angegebenen Nummern der Hauptmessungen sind die Ordinaten der später zu besprechenden Schaulinien Fig. 9 aufgetragen. Bei den meisten Proben fanden in der Zwischenzeit weitere Messungen statt, deren Beobachtungspunkte in den Figuren ebenfalls angedeutet sind.

schiede zwischen den Wärmegraden, bei denen die Messungen stattfanden, und dem Wärmegrad bei der Messung 0 nach dem Entformen sind aus nachstehender Zusammenstellung zu ersehen:

| Zeichen der Gruppe (s. Fig. 9) | Wärmeunterschiede °C bei Messung | | | | | | | | |
|-----------------------------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX |
| A | + 1 | ± 0 | − 8,5 | − 5,5 | + 6,5 | − 30,5 | + 6,5 | + 22 | + 1 |
| B | + 2 | + 3 | − 3 | − 3 | + 8 | − 25 | + 5 | + 23 | − |
| C | + 0,5 | + 1 | − 3 | − 2 | + 8,5 | − 25 | + 4,5 | + 24 | + 10 |
| D | ± 0 | − 0,5 | − 3 | − 4,5 | + 6,5 | − 29 | + 7,5 | + 25,5 | + 7 |

Da sämtliche Proben aus der gleichen Mischung bestanden, hätte man erwarten sollen, daß sie besonders zu Anfang der Untersuchung, d. h. innerhalb der Zeit, wo sie gleichartig behandelt wurden, auch die gleichen Längenänderungen zeigen würden. Dies ist nun aber nicht der Fall, vielmehr sind die Ergebnisse bei Messung I u. II ganz besonders voneinander abweichend. Nimmt man dagegen die Messung II an den vier Tage alten Proben als Ausgangspunkt für die Berechnung der Längenänderungen, so erhält man befriedigende Übereinstimmung der Beobachtungen für alle 4 Gruppen, wie Tab. 2 zeigt. Zieht man zugleich die Wärmeunterschiede bei den Messungen mit in Betracht, so ergibt sich, daß die Längenänderungen im allgemeinen mit den Wärmeunterschieden parallel gehen derart, daß die Längenänderungen gegenüber der Länge bei Messung II um so größer sind, je größer die Wärmeunterschiede waren. Berechnet man nun nach den Werten Tab. 5 für Messung III aus den Längenänderungen λ und den zugehörigen Wärmeunterschieden Δt die Längenänderung der Längeneinheit bei $\Delta t = 1^\circ$, d. h. $\frac{\lambda}{L \cdot \Delta t}$, so ergeben sich

für $L = 700$ mm

| | | | | |
|--------------------------------------|----|-----|-----|----------------------|
| bei Gruppe: | A | B | C | D |
| $\frac{\lambda}{L \cdot \Delta t} =$ | 96 | 100 | 204 | 126×10^{-7} |

Hiernach scheint die Längenänderung der hier betrachteten Mischung beim Lagern an der Luft mit wachsendem Alter bis 91 Tagen (Reihe III) zu- und bei größerem Alter wieder abgenommen zu haben. Diese Unterschiede dürfen aber mehr durch Längenänderungen infolge weiteren Erhärtens und verschiedenen Feuchtigkeitsgehaltes als durch die Veränderung der Wärmeausdehnung mit dem Alter veranlaßt worden sein.

Wann die Längenänderungen infolge Alters beendet sind, läßt sich aus den Versuchen nicht sicher erkennen, wohl aber deutet der Verlauf

der Festigkeitszunahme mit wachsendem Alter, s. Fig. 10, darauf hin, daß er wahrscheinlich frühestens bei dem Alter von 20 bis 30 Wochen im wesentlichen als beendet angesehen werden kann.

Bei den Messungen IV–IX lassen sich die Wärmeausdehnungen nun ferner um deswillen nicht mit Sicherheit aus den beobachteten Längenänderungen berechnen, weil die Zeitdauer der den

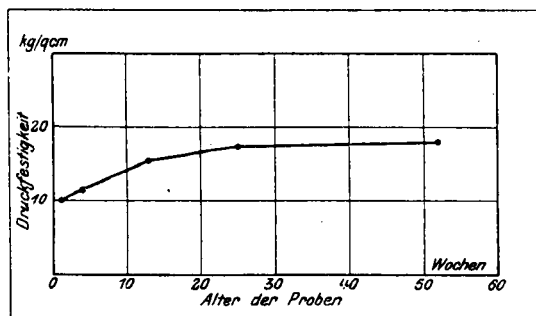


Fig. 10.

Druckfestigkeit mit wachsendem Alter.

Messungen vorausgegangenem verschiedenartigen Behandlungen sehr kurz bemessen war, sodaß wegen der oben bereits erörterten Umstände nicht anzunehmen ist, daß die Proben sich bei der Messung im Gleichgewichtszustande befanden.

Zur annähernden Berechnung der Ausdehnungszahlen β bei verschiedenen Wärmegraden und der spezifischen Längenänderungen γ des Betons infolge Erhärtens und Veränderung des Feuchtigkeitsgehaltes ist folgender Weg eingeschlagen*). Hierbei ist angenommen, daß

- die Längenänderungen γ von der von außen zugeführten Wärme unabhängig sind und
- die Längenänderungen β dem Wärmezuwachs Δt direkt proportional sind,

*) Angegeben von dem Assistenten Ingenieur Tingberg, der mit Ausführung der ersten Versuche betraut war.

Tabelle 2.

Längenänderungen λ der Proben gleicher Mischung, nachdem sie bis zum vierten Tage unter Sand gelagert haben.

(Die angegebenen Werte sind Mittel aus drei Parallelversuchen.)

| Mes- sung Nr. | Vorbehandlung der Proben | Gruppe I | | Gruppe II | | Gruppe III | | Gruppe IV | |
|---------------------|--|---|----------------------------|---|----------------------------|---|----------------------------|---|----------------------------|
| | | Gesamt- längen- ände- rung λ | Wärme- unter- schied | Gesamt- längen- ände- rung λ | Wärme- unter- schied | Gesamt- längen- ände- rung λ | Wärme- unter- schied | Gesamt- längen- ände- rung λ | Wärme- unter- schied |
| | | mm 10 ⁻³ | ° C | mm 10 ⁻³ | ° C | mm 10 ⁻³ | ° C | mm 10 ⁻³ | ° C |
| III | an der Luft ge- standen bei I = 3; II = 24; III = 87; IV = 359 Tage | - 37 | - 5,5 | - 42 | - 6,0 | - 58 | - 4,0 | - 22 | - 2,5 |
| IV | 1 Tag in Wasser | - 32 | - 5,5 | - 31 | - 6,0 | - 24 | - 3,0 | - 22 | - 4,0 |
| V | 2 Tage an der Luft | + 74 | + 6,5 | + 71 | + 5,0 | + 84 | + 7,5 | + 80 | + 7,0 |
| VI | 1 Tag auf etwa 15° C abgekühlt | - 256 | - 30,5 | - 224 | - 28,0 | - 208 | - 26,0 | - 206 | - 28,5 |
| VII | 2 Tage an der Luft | + 87 | + 6,5 | + 21 | + 2,0 | + 50 | + 3,5 | + 115 | + 8,0 |
| VIII | 1 Tag erhitzt | + 165 | + 22,0 | + 160 | + 20,0 | - 196 | + 23,0 | + 242 | + 26,0 |
| IX | 2 Tage an der Luft | + 18 | + 1,0 | - | - | + 109 | + 9,0 | + 105 | + 7,5 |

also folgende Beziehung zwischen den Längenänderungen des Betons und ihren Ursachen besteht:

$$\frac{\lambda}{L} = \varepsilon = \gamma + \beta \Delta t \quad \dots \dots \dots \text{(VII)}$$

Zu jeder Versuchsreihe waren drei Parallelversuche ausgeführt; aus den Beobachtungen wurden für die Messungen II-IX die mittleren Gesamtdehnungen λ und die Dehnungen $\varepsilon = \frac{\lambda}{L}$ der Längeneinheit berechnet. Bei gleicher Zusammensetzung des Betons sind nun immer mehrere Reihen ausgeführt, die sich, wie oben S. 177 bereits gesagt, dadurch unterscheiden, daß die Körper zu den verschiedenen Reihen zunächst verschieden lange Zeit an der Luft standen, bevor sie zur Messung IV unter Wasser gebracht wurden. Fügt man nun in Gleichung VII an ε und Δt die Indizes 1, 2, 3, . . . , n an, um zu kennzeichnen, welcher Reihe die Beobachtungen entstammen, so erhält man für dasselbe Mischungsverhältnis die folgenden n speziellen Bedingungengleichungen:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \gamma + \beta \Delta t_1 \\ \varepsilon_2 &= \gamma + \beta \Delta t_2 \\ \varepsilon_3 &= \gamma + \beta \Delta t_3 \\ &\dots \dots \dots \\ \varepsilon_n &= \gamma + \beta \Delta t_n. \end{aligned}$$

Man denke sich nun die Werte der Konstanten γ und β nach der Ausgleichrechnung bereits bestimmt und aus der Gleichung $\varepsilon = \gamma + \beta \Delta t$ die Werte $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \dots, \mu_n$ für ε berechnet, die analog sind mit den in den Versuchsreihen 1, 2, 3, . . . , n erhaltenen $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \dots, \varepsilon_n$. Dann ergeben sich folgende Gleichungen:

$$\begin{aligned} \mu_1 &= \lambda + \beta \Delta t_1 \\ \mu_2 &= \gamma + \beta \Delta t_2 \\ \mu_3 &= \gamma + \beta \Delta t_3 \\ &\dots \dots \dots \\ \mu_n &= \gamma + \beta \Delta t_n. \end{aligned}$$

Tabelle 3.

Mischung A 3; Mischungsverhältnis: 1 Teil Zement + 3,8 Teile 5 mm-Sand + 7,03 Teile Kiessteine: hiervon 1,9 Teile 5 bis 18 mm groß und 5,13 Teil 18 bis 32 mm groß.

| Alter der Proben in Tagen | Bezeichnung der Proben | | | | | | | | β 10-8 | γ $\frac{\mu}{10} \cdot 10^{-6}$ | Bemerkung über die Behandlung der Probekörper |
|---------------------------------------|------------------------|------------|---------|------------|---------|------------|---------|------------|-----------------|--|--|
| | A 34-36 | | A 31-33 | | A 28-30 | | A 25-27 | | | | |
| | s | Δt | s | Δt | s | Δt | s | Δt | | | |
| 1- 2 | + 143 | + 0,5 | + 14 | 0 | + 128 | 0 | + 428 | + 2 | + 1793 | + 652 | in erdfeuchtem Sande gelagert |
| 2- 4 | - 147 | - 1,5 | + 114 | 0 | + 185 | 0,5 | + 29 | 0 | + 1648 | + 839 | |
| 4- 7 | - 513 | - 5 | - | - | - | - | - | - | (+ 1400) | (+ 1870) | |
| 4- 28 | - | - | - 628 | - 4 | - | - | - | - | (+ 1300) | (- 1080) | an der Luft gelagert |
| 4- 92 | - | - | - | - | - 827 | - 2,5 | - | - | (+ 1200) | (- 5270) | |
| 4-363 | - | - | - | - | - | - | - 1183 | - 5 | (+ 1200) | (- 5830) | |
| 7- 8 | + 57 | 0 | - | - | - | - | - | - | + 1240 | + 570 | 1 Tag in Wasser gelagert |
| 8- 10 | + 1297 | + 10 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 Tage an der Luft gelagert |
| 28- 29 | - | - | + 171 | 0 | - | - | - | - | + 1293 | + 1710 | 1 Tag in Wasser gelagert |
| 29- 31 | - | - | + 1270 | + 8,5 | - | - | - | - | - | - | 2 Tage an der Luft gelagert |
| 92- 93 | - | - | - | - | + 428 | 0 | - | - | + 969 | + 4280 | 1 Tag in Wasser gelagert |
| 93- 95 | - | - | - | - | + 1397 | + 10 | - | - | - | - | 2 Tage an der Luft gelagert |
| 363-364 | - | - | - | - | - | - | + 699 | + 1 | + 380 | + 6610 | 1 Tag in Wasser gelagert |
| 364-366 | - | - | - | - | - | - | + 927 | + 7 | - | - | 2 Tage an der Luft gelagert |
| 10- 11 | - 459 | - 36 | - | - | - | - | - | - | + 1279 | + 140 | 1 Tag auf - 16° C abgekühlt |
| 11- 13 | + 4618 | + 36 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 Tage a. d. Luft bei + 20° C gelagert |
| 31- 32 | - | - | - 4410 | - 34,5 | - | - | - | - | + 1204 | + 215 | 1 Tag auf - 14° C abgekühlt |
| 32- 34 | - | - | + 4453 | + 34,5 | - | - | - | - | - | - | 2 Tage a. d. Luft bei + 20,5° C gelagert |
| 95- 96 | - | - | - | - | - 4363 | - 36 | - | - | + 1204 | - 270 | 1 Tag auf - 12° C abgekühlt |
| 96- 98 | - | - | - | - | + 3707 | + 31 | - | - | - | - | 2 Tage a. d. Luft bei + 19° C gelagert |
| 366- 367 | - | - | - | - | - | - | - 3921 | - 31,5 | + 1245 | + 18 | 1 Tag auf - 12,5° C abgekühlt |
| 367-369 | - | - | - | - | - | - | + 4049 | + 32,5 | - | - | 2 Tage a. d. Luft bei + 20° C gelagert |
| 13- 14 | [+ 1824] | + 18 | - | - | - | - | - | - | [+ 1013] | [(0)] | 1 Tag auf + 38° C erhitzt |
| 34- 35 | - | - | + 1698 | + 18 | - | - | - | - | + 990 | - 845 | 1 Tag auf + 38,5° C erhitzt |
| 35- 36 | - | - | - 1570 | - 15 | - | - | - | - | - | - | 1 Tag a. d. Luft bei + 23,5° C gelagert |
| 35- 36 | - | - | - 1570 | - 15 | - | - | - | - | + 1169 | + 1833 | 1 Tag a. d. Luft bei + 23,5° C gelagert |
| 36- 37 | - | - | - 343 | - 4,5 | - | - | - | - | - | - | 1 Tag a. d. Luft bei + 19° C gelagert |
| 98- 99 | - | - | - | - | + 2053 | + 20 | - | - | + 1002 | + 499 | 1 Tag auf + 39° C erhitzt |
| 99-101 | - | - | - | - | - 1853 | - 19 | - | - | - | - | 2 Tage a. d. Luft bei + 29° C gelagert |
| 369-370 | - | - | - | - | - | - | + 1939 | + 19,5 | + 949 | + 88) | 1 Tag auf + 39,5° C erhitzt |
| 370-372 | - | - | - | - | - | - | - 1668 | - 18,5 | - | - | 2 Tage a. d. Luft bei 21° C gelagert |

Die Differenzen δ zwischen den analogen Rechnungs- und Versuchswerten sind also

$$\delta_1 = \mu_1 - \epsilon_1 = \gamma + \beta \Delta t_1 - \epsilon_1$$

$$\delta_2 = \mu_2 - \epsilon_2 = \gamma + \beta \Delta t_2 - \epsilon_2$$

$$\delta_3 = \mu_3 - \epsilon_3 = \gamma + \beta \Delta t_3 - \epsilon_3$$

$$\dots \dots \dots$$

$$\delta_n = \mu_n - \epsilon_n = \gamma + \beta \Delta t_n - \epsilon_n$$

Wären nun die Konstanten γ und β wirklich nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt und die Gleichung

$$\lambda = \gamma + \beta \Delta t$$

richtig, so wären die Differenzen δ als den Versuchsergebnissen beizulegende Fehler zu betrachten und die Summe der Fehlerquadrate $\Sigma \delta^2$ muß dem Vorhergehenden zufolge ein Minimum sein.

Nun ist nach der Differentialrechnung der Ausdruck $\Sigma \delta^2$ ein Minimum, wenn seine partiellen Differentialquotienten Null werden, d. h., wenn

$$\frac{d \Sigma \delta^2}{d \gamma} = 0 \text{ und } \frac{d \Sigma \delta^2}{d \beta} = 0,$$

somit ist:

$$\frac{d \delta_1^2}{d \gamma} = 2(-\epsilon_1 + \gamma + \beta \Delta t_1) 1$$

$$\frac{d \delta_2^2}{d \gamma} = 2(-\epsilon_2 + \gamma + \beta \Delta t_2) 1$$

$$\dots \dots \dots$$

$$\frac{d \delta_n^2}{d \gamma} = 2(-\epsilon_n + \gamma + \beta \Delta t_n) 1$$

$$\frac{d \Sigma \delta^2}{d \gamma} = 2(-\Sigma \epsilon + \Sigma \gamma + \Sigma \beta \Delta t) n$$

$$= 2n(-\Sigma \epsilon + n\gamma + \beta \Sigma \Delta t)$$

$$\frac{d \delta_1^2}{d \beta} = 2(-\epsilon_1 + \gamma + \beta \Delta t_1) \Delta t_1$$

$$\frac{d \delta_2^2}{d \beta} = 2(-\epsilon_2 + \gamma + \beta \Delta t_2) \Delta t_2$$

$$\dots \dots \dots$$

$$\frac{d \delta_n^2}{d \beta} = 2(-\epsilon_n + \gamma + \beta \Delta t_n) \Delta t_n$$

$$\frac{d \Sigma \delta^2}{d \beta} = 2(-\Sigma \epsilon + \Sigma \gamma + \Sigma \beta \Delta t) \Sigma \Delta t$$

$$= 2(-\Sigma \epsilon \Delta t + \Sigma \gamma \Delta t + \beta \Sigma \Delta t^2)$$

$$= 2(-\Sigma \epsilon \Delta t + \gamma \Sigma \Delta t + \beta \Sigma \Delta t^2)$$

$$\frac{d \Sigma \delta^2}{d \gamma} = 2n(-\Sigma \epsilon + n\gamma + \beta \Sigma \Delta t) = 0$$

$$\frac{d \Sigma \delta^2}{d \beta} = 2(-\Sigma \epsilon \Delta t + \gamma \Sigma \Delta t + \beta \Sigma \Delta t^2) = 0$$

und demnach die beiden Gleichungen, aus denen ϵ und β berechnet werden können:

$$\Sigma \lambda = n\gamma + \beta \Sigma \Delta t \dots \dots \dots \text{(VIII)}$$

$$\Sigma \lambda \Delta t = \gamma \Sigma \Delta t + \beta \Sigma \Delta t^2 \dots \dots \dots \text{(IX)}$$

Tabelle 4.
Längenänderungen beim Erhärten an der Luft.

| Betonmischung | | | | | | | | | | | | | | Längenänderungen in ‰ · 10—6 beim Erhärten an der Luft während Tagen | | | | | | | | | | Be- merkungen |
|--|-------------------------------|---------------------|----------------------------------|-------|--|--|------|------|------|-------|--------|--------|--------|--|-------|--------|--------|---------------------|--|--|--|--|--|------------------|
| Zeichen | Zusammensetzung in Raumteilen | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Zement | Sand von 5 mm | Kiessteine | | Steinschlag in den Korngrößen 18—25 mm 25—40 mm | Wasser- zusatz in ‰ des Mörtels | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| in den Korngrößen 5—18 mm 18—32 mm | | | in den Korngrößen 25—40 mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A 1 | 1 | 1,50 | 0,75 | 2,025 | — | — | 12,0 | 4224 | 6594 | 9834 | 11 374 | 10 344 | 10 749 | 10 082 | 9398 | 5179 | 6602 | *) nach 19 Tagen | | | | | | |
| A 2 u. 4 | 1 | 2,50 | 1,25 | 3,375 | — | — | 11,5 | 1358 | 3330 | 5327 | — | — | — | — | 1857 | — 960 | — 2613 | | | | | | | |
| A 3 | 1 | 3,80 | 1,90 | 5,13 | — | — | 11,0 | 662 | 1501 | 3371 | — | — | — | — | 421 | — 3769 | — 4329 | | | | | | | |
| B 1 | 1 | 1,50 | 0,75 | — | 1,35 | 1,35 | 12,0 | 950 | 3015 | 4425 | — | — | — | — | 195 | — 4945 | — 2895 | | | | | | | |
| B 2 u. 5 | 1 | 2,50 | 1,25 | — | 2,25 | 2,25 | 11,5 | 995 | 1604 | — 476 | — | — | — | — | 584 | — 4666 | — 6376 | | | | | | | |
| B 3 | 1 | 3,20 | 1,60 | — | 2,88 | 2,88 | 11,0 | — | 5710 | 3630 | — | — | — | — | 4 490 | — 560 | — 2270 | | | | | | | |
| B 4 | 1 | 3,80 | 1,90 | — | 3,42 | 3,42 | 11,0 | 1570 | 2635 | 5195 | — | — | — | 2725*) | 1445 | — 3525 | — 4965 | | | | | | | |
| | | | | | | | | | 2000 | 2950 | — | — | — | — | 1960 | — 1450 | — 3400 | | | | | | | |

Tabelle 5.

Ausdehnung infolge Wasseraufnahme und Wärmeausdehnungszahl.

| Zeichen der Beton- mischung (s. Tabelle 4) | Äusdehnung in $\% \cdot 10^{-6}$ bei ein- tägiger Wasserlagerung und dem Alter in Tagen | | | | Wärmeausdehnungszahl = $\beta \cdot 10^{-8}$ für Temperaturen zwischen | | | | | | | |
|---|---|------|------|------|---|------|------|------|------------------|------|------|------|
| | | | | | - 14 und + 20° C | | | | + 22 und + 39° C | | | |
| | | | | | | | | | | | | |
| | bei dem Alter in Tagen | | | | | | | | | | | |
| 8 | 29 | 92 | 364 | 11 | 32 | 95 | 367 | 14 | 34 | 98 | 370 | |
| A 1 | 570 | 1570 | 3748 | 1745 | 1307 | 1223 | 1247 | 1202 | 925 | 1261 | 993 | 1031 |
| A 2 u. 4 | 1070 | 2570 | 3430 | 5710 | 1246 | 1267 | 1217 | 1260 | (1680) | 977 | 1094 | 985 |
| A 3 | 570 | 1710 | 4280 | 6610 | 1279 | 1284 | 1204 | 1245 | (1013) | 990 | 1002 | 949 |
| B 1 | 6000 | 788 | 5553 | 5586 | 1095 | 1199 | 1093 | 1107 | 816 | 839 | 875 | 801 |
| B 2 u. 5 | 3228 | 2140 | 4420 | 4130 | 1190 | 1091 | 1094 | 1109 | 779 | 810 | 808 | 844 |
| B 3 | 570 | 2710 | 5280 | 5038 | 1015 | 1109 | 1036 | 1103 | 652 | 749 | 791 | 692 |
| B 4 | 668 | 2700 | 3990 | 5270 | 1064 | 1047 | 1094 | 1097 | 570 | 491 | 798 | 781 |

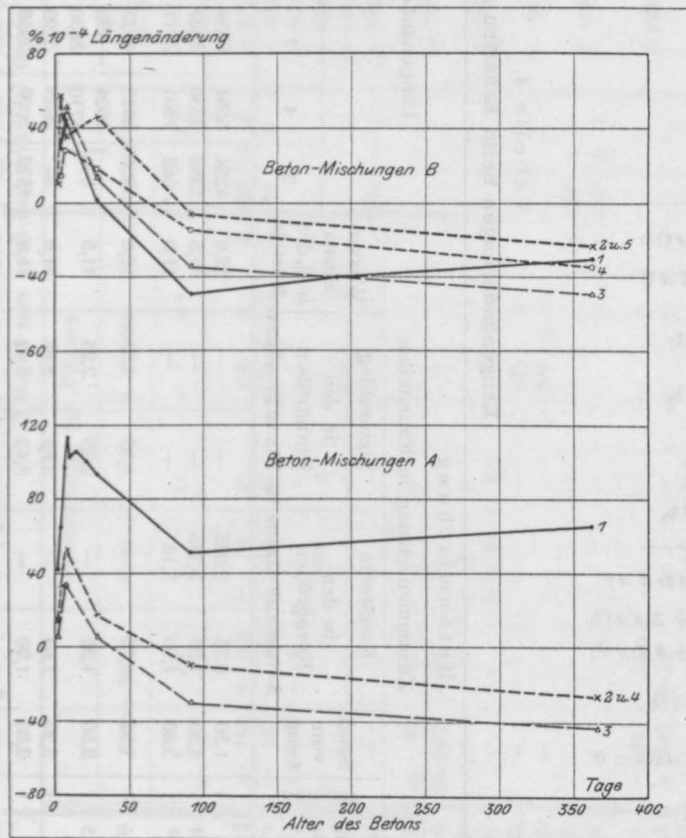


Fig. 11.

Längenänderungen beim Erhärten an der Luft.

In Tabelle 3 sind nun als Beispiel die aus den je drei Parallelversuchen berechneten Mittelwerte für die Längenänderungen ϵ zwischen zwei aufeinander folgenden Messungen und die zugehörigen Wärmeunterschiede Δt gegeben. Die ebenfalls aufgeführten Werte für β und γ sind, sofern mehrere Beobachtungen für ϵ und Δt vorlagen, nach den Gleichungen (VIII) und (IX) berechnet; sofern aber nur Einzelwerte für ϵ und Δt zur Verfügung standen, erfolgte die Berechnung von γ unter Benutzung der Gleichung (VII), wobei der Wert für die Wärmeausdehnungszahl β gleich demjenigen angenommen wurde, der für die gleiche Altersstufe beim Abkühlen ermittelt war. Die Ergebnisse für β und γ sind in letzteren Fällen in Klammern gesetzt.

Die mit der beschriebenen Berechnungsweise erzielten Endergebnisse aus allen Versuchsreihen sind in Tabelle 4 und 5 zusammengestellt.

Die Werte aus Tabelle 4 für den Verlauf der Längenänderungen beim Erhärten an der Luft sind nun in Fig. 11 noch zu Schaulinien aufgetragen. Sie lassen für alle 7 Mischungen übereinstimmend

erkennen, daß der Beton sich während der ersten 7 Tage des Erhärtens dehnte und dann schwand, und daß die Formänderungen infolge Erhärtens bei dem Beton von über 120 Tagen Alter nur noch gering waren.

Von den 3 Mischungen A (Kiesbeton) dehnte die fetteste Nr. 1 sich am meisten und die magerste Nr. 3 am wenigsten.

Das Schwinden war bei allen 3 Mischungen A bis zu 90 Tagen Alter annähernd gleich groß. Die Körper aus den Mischungen A 2 und A 3 erreichten bei etwa 60 und 40 Tagen ihre ursprüngliche Länge wieder; während bei Mischung A 1 die anfängliche Dehnung durch das spätere Schwinden nicht wieder ganz beseitigt wurde.

Bei den 4 Mischungen B (Beton und Stein-schlag) tritt der Einfluß des Magerungsgrades nicht gesetzmäßig zutage.

Die Werte Tabelle 5 lassen nicht erkennen, daß die Zusammensetzung des Betons dessen Ausdehnung beim Wassertränken gesetzmäßig beeinflusste. Dagegen scheint der Einfluß der Wärme auf die Längenänderung, die Wärmeausdehnungszahl, bei dem Kiesbeton A größer gewesen zu sein als bei dem Beton B mit Stein-schlag, ohne daß das Mischungsverhältnis oder der Magerungsgrad sich deutlich geltend machte.

Schließlich scheint die Erwärmung über 20°C hinaus bei gleichen Wärmeunterschieden geringere Formänderungen veranlaßt zu haben als das Abkühlen unter 20°C bis auf -14°C .

Das im vorstehenden beschriebene Verfahren ist nur dann anwendbar, wenn die Proben zum Zweck der Untersuchung besonders gestampft werden können, da das eingelassene Messingrohr, dessen zu berechnende Wärmeausdehnung die Grundlage der Messungen bildet, nur beim Neustampfen der Probe sich fest mit dem Beton verbinden läßt. Wie schon oben hervorgehoben ist, wird die Zuverlässigkeit der Ergebnisse dadurch beeinträchtigt, daß die großen Körpermassen, wenn überhaupt, so doch erst nach längerem Stehen im Luftbade von gleichbleibender Temperatur und gleichbleibender relativer Feuchtigkeit in den Beharrungszustand kommen. Um bei möglichst kurzer Versuchsdauer zum Wärmeausgleich im ganzen Probekörper zu gelangen, wird man kleine Proben für die Versuche bevorzugen müssen. Dies trifft auch dann zu, wenn es sich darum handelt, die Wärmeausdehnung für älteren Beton aus einem fertigen Bauwerk festzustellen. Eine derartige Aufgabe hat das Amt ebenfalls beschäftigt, und zwar handelte es sich bei dem in Rede stehenden Prüfungsantrage darum, die Wärmeausdehnung von Beton und von darauf verlegten Tonplatten in Vergleich zu stellen. Das hierbei angewendete Verfahren hatte ich vordem bereits zur Untersuchung von Fußbodenbelag angegeben und gemeinsam mit dem Assistenten Strunz, wie folgt, ausgebildet.

(Fortsetzung folgt.)

DIE LANGENZUGBRÜCKE IN HAMBURG.

Von Professor M. Foerster (Dresden).*)

83

Im vergangenen Jahre ist von der Firma Christiani & Nielsen in Hamburg eine massive Eisenbetonbrücke entworfen und gebaut worden, welche in vielfacher Beziehung das Interesse der Fachwelt beanspruchen dürfte, um so mehr als die Gesamtanordnung eine vollkommen neue ist und auch manche Teile des Bauwerkes eigenartige und vorbildliche Lösungen aufweisen.

Das 3 Öffnungen — gemäß den Figuren 1 und 2 — zeigende Bauwerk ist als Ersatz für eine alte Eisenkonstruktion über den Langenzug — einen Arm der Alster — erbaut worden, und zwar mit

namentlich in der Mitte sehr geringer, durch die Forderungen der Schifffahrt bedingter Konstruktionshöhe. Hierdurch wird das zur Ausführung gelangte Gesamtsystem (Fig. 3a—e) erklärt, bei dem die Seitenöffnungen als feste Rahmenkonstruktion ausgebildet sind, zwischen denen der mittlere Bogen unwandelbar eingespannt wird. Die Lichtweiten der Öffnungen betragen 8,00, 18,00, und 8,00 m. Die entsprechenden Pfeilhöhen rd. 1,00, 1,50 und 1,00 m, sodaß das kleinste Pfeilverhältnis sich auf 1:12 stellt; die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Stirnaußenflächen ist zu 17,6 m bemessen, von denen 10 m auf die in der Mitte liegende Fahrbahn entfallen; unter den Fußsteigen (von je rd. 3,20 m Lichtbreite) sind Rohrleitungen durchgeführt. Die Einzelheiten der Bewehrung sind in den Figuren 4a—b und 5a—e dargestellt. Eine bemerkenswerte Ausbildung zeigen die als Konsolen an den äußeren Rahmenöffnungen angeschlossenen Parallelfügel, vgl. Fig. 6a—d, ihre

*) Bearbeitet auf Grund des Materials, welches die Entwurfsverfasserin und ausführende Firma Christiani & Nielsen in Hamburg zur Verfügung gestellt hat; namentlich rührt auch die weiterhin mitgeteilte interessante statische Berechnung in allen ihren Teilen von der genannten Firma her. Es sei ihr an dieser Stelle für die Überlassung der Unterlagen besonders gedankt.

Der Verfasser.

konstruktive Lösung darstellend, sowie Fig. 7, welche die fertig verlegten Eisen des Flügels einschließlich ihres Einbindens in die Abschlußwände der Seitenöffnung zur Anschauung bringt. Wie ersichtlich,

pfähle vorgeschrieben, die auf der Südseite kaum einzutreiben waren, während sie auf der Nordseite bedeutend länger als zunächst in Aussicht genommen war, ausgeführt werden mußten. Die für

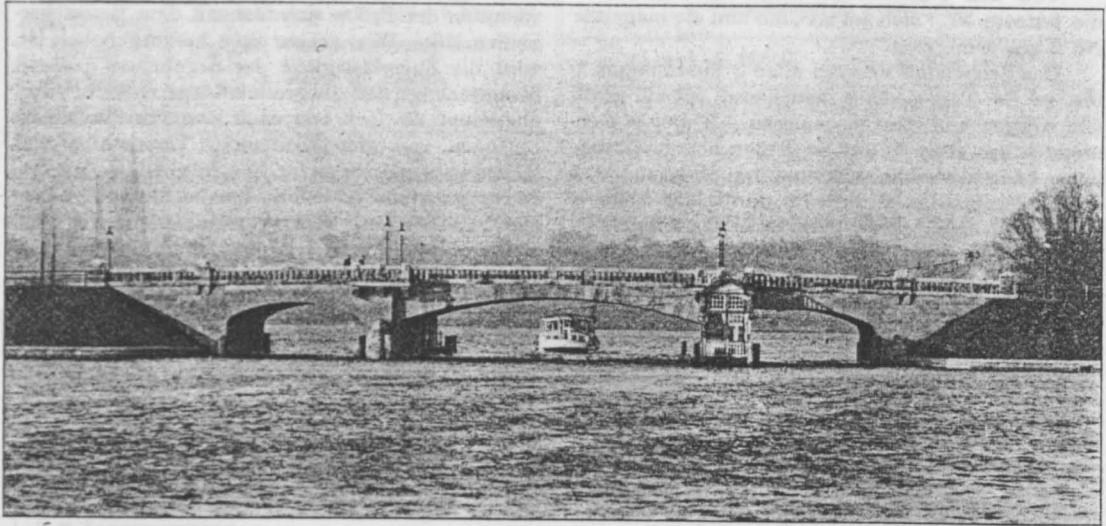


Fig. 1.
Vorderansicht der Brücke.

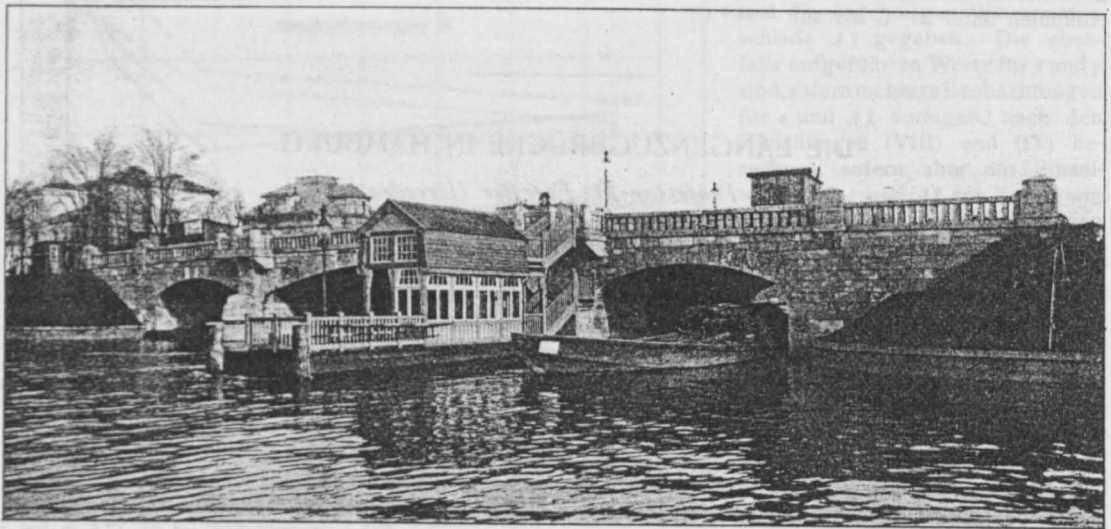


Fig. 2.
Seitenansicht und Anlegestelle in Verbindung mit der Brücke.

sind die herausragenden Flügel oben mittelst eines steifen, dreieckigen Balkens mit dem Widerlager verbunden.

Mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund waren für die Fundierung des Bauwerkes Holz-

die Sicherheit der Brücke gegen eine Unterspülung der Gründung vorgesehene Spundwand wurde als Fangedamm benutzt und später unter Wasser in der erforderlichen Höhe abgeschnitten. Alsdann wurden die beiden großen Baugruben aus-

geschachtet, wobei sich im Einklang mit den Erfahrungen beim Rammen zeigte, daß auf der Südseite eine sehr feste Schicht von blauem Ton vorhanden war, wohingegen der Boden in der nörd-

lichen Baugrube so weich, moorig und wasserdurchlässig war, daß die Trockenhaltung nicht unerhebliche Arbeit verlangte; um hier überhaupt ein Arbeiten zu ermöglichen, mußte für das Ein-

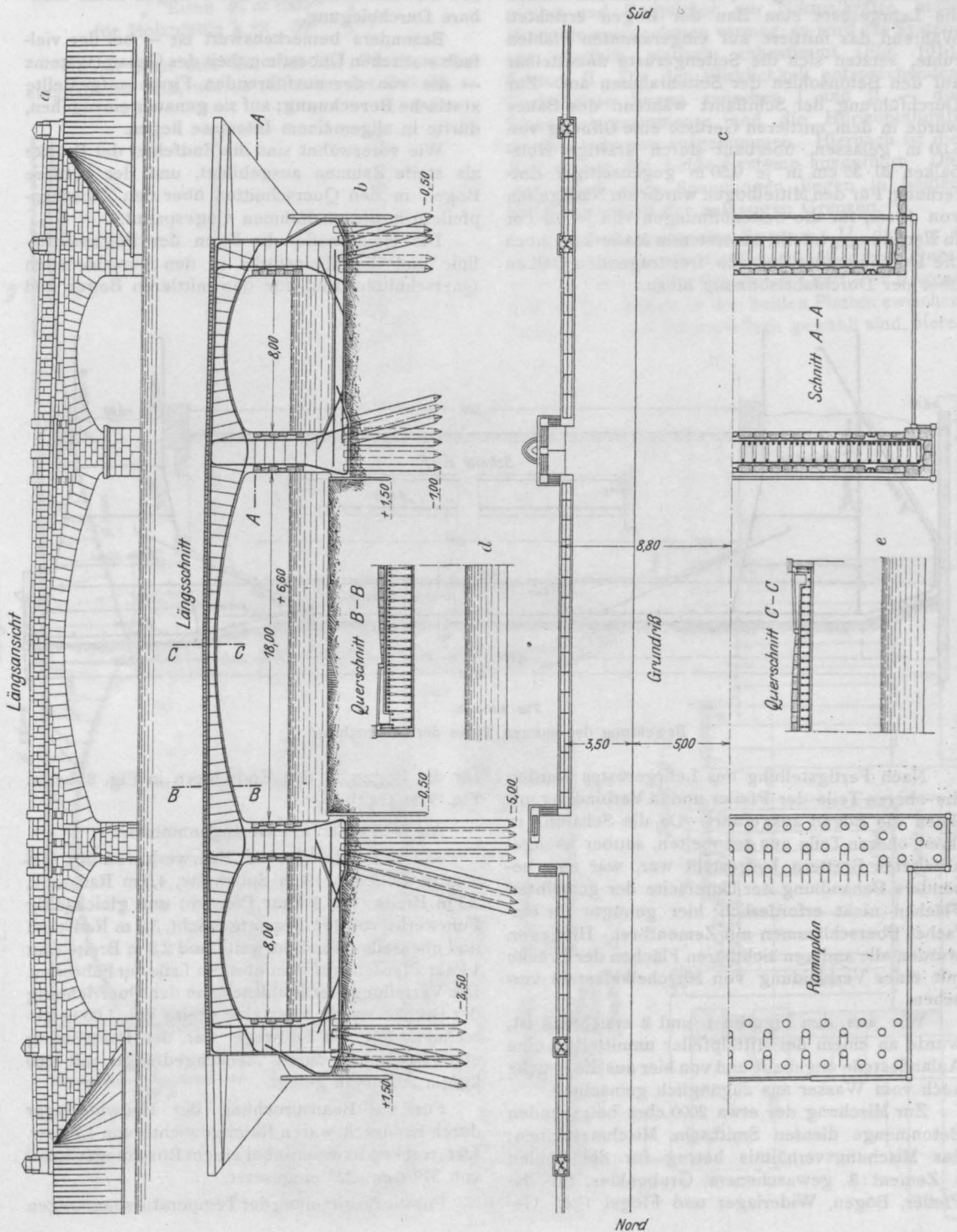


Fig. 3 a-e. Gesamtanordnung.

bringen einer Magerbetonschicht eine besondere Ausschachtung vorgenommen werden. Hierauf wurden die Sohlenplatten mit ihren Eiseneinlagen betoniert und die Pfeiler bis etwa zur Wasserlinie hochgeführt (Fig. 4 a, b). Unterdessen wurden die Lehrgerüste zum Bau der Bögen errichtet. Während das mittlere auf eingerammten Pfählen ruhte, setzten sich die Seitengerüste unmittelbar auf den Betonsohlen der Seitenrahmen auf. Zur Durchführung der Schifffahrt während des Baues wurde in dem mittleren Gerüste eine Öffnung von 6,00 m gelassen, überbaut durch kräftige Holzbalken 20·36 cm in je 0,50 m gegenseitiger Entfernung. Für den Mittelbogen wurde ein Nachgeben von 1 cm, für die Seitenöffnungen von je 0,5 cm in Rechnung gestellt; zu ersterem Maße kam noch die Durchbiegung der sich frei tragenden Balken über der Durchfahrtsöffnung hinzu.

braucht wurden 103 t Rundeisen, von denen ein erheblicher Teil durch die Berücksichtigung einer Temperaturschwankung von $\pm 20^\circ \text{C}$ erforderlich war. Die Probelastung mit einem Wagen von 20 t Gewicht zeitigte für alle 3 Bögen keine meßbare Durchbiegung.

Besonders bemerkenswert ist — bei der vielfach statischen Unbestimmtheit des Gesamtsystems — die von der ausführenden Firma aufgestellte **statische Berechnung**; auf sie genauer einzugehen, dürfte in allgemeinem Interesse liegen.

Wie vorerwähnt sind die Endfelder der Brücke als steife Rahmen ausgebildet, und der mittlere Bogen in den Querschnitten über den Zwischenpfeilern in diesen Rahmen eingespannt.

Die Hauptmaße, die Form der Bogenmittellinie und die Betonstärke in den verschiedenen Querschnitten sind für den mittleren Bogen und

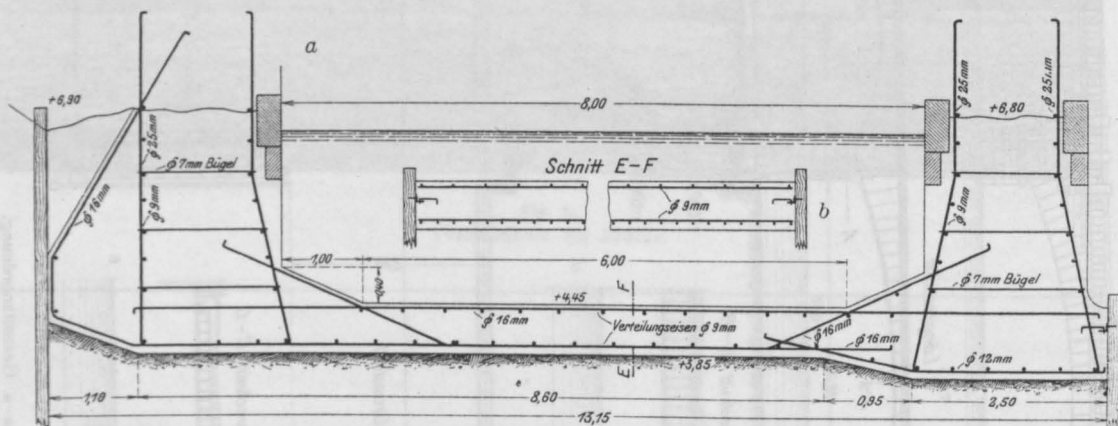


Fig. 4 a u. b.

Bewehrung des unteren Teiles der Seitenrahmen.

Nach Fertigstellung des Lehrgerüsts wurden die oberen Teile der Pfeiler und in Verbindung mit ihnen die Bögen ausgeführt. Da die Schalung in ihrem oberen Teile aus gehobelten, sauber nachgearbeiteten Brettern hergestellt war, war eine besondere Behandlung der Unterseite der gewölbten Flächen nicht erforderlich; hier genügte ein einfaches Überschlänmen mit Zementbrei. Hingegen wurden alle anderen sichtbaren Flächen der Brücke mit einer Verkleidung von Muschelkalkstein versehen.

Wie aus den Figuren 1 und 2 ersichtlich ist, wurde an einem der Mittelpfeiler unmittelbar eine Anlandestelle angebaut und von hier aus die Brücke auch vom Wasser aus zugänglich gemacht.

Zur Mischung der etwa 2000 cbm betragenden Betonmenge dienten Smithsche Mischmaschinen; das Mischungsverhältnis betrug für die Sohlen 1 Zement:8 gewaschenem Grubenkies, für die Pfeiler, Bögen, Widerlager und Flügel 1:6. Ge-

für die Bögen in den Endfeldern in Fig. 8 bezw. Fig. 9 angegeben.

Als Verkehrslast ist angenommen:

Auf der Fahrbahn ein Fuhrwerk von 20 t Gesamtgewicht mit 1,4 m Spurweite, 4,0 m Radstand, 2,3 m Breite (mit 2 Paar Pferden) und gleichzeitig Fuhrwerke von 10 t Gesamtgewicht, 3,5 m Radstand und ebenfalls 1,4 m Spurweite und 2,3 m Breite (mit 1 Paar Pferden) auf dem übrigen Teile der Fahrbahn. Die Verteilung der Raddrücke in der Querrichtung der Brücke wurde über eine Breite von 1,00 m gerechnet. Für die Fußwege war der Berechnung eine Belastung durch Menschengedränge mit 560 kg/qm zugrunde gelegt.

Für die Beanspruchung der Endwiderlager durch Erddruck waren Raumgewichte von 1,7 bzw. 1,9 t (trocken bzw. naß) bei einem Böschungswinkel von 37° bzw. 22° eingesetzt.

Für die Bestimmung der Temperaturspannungen

ist eine Temperaturänderung von $\pm 20^\circ \text{C}$ in Rechnung gestellt.

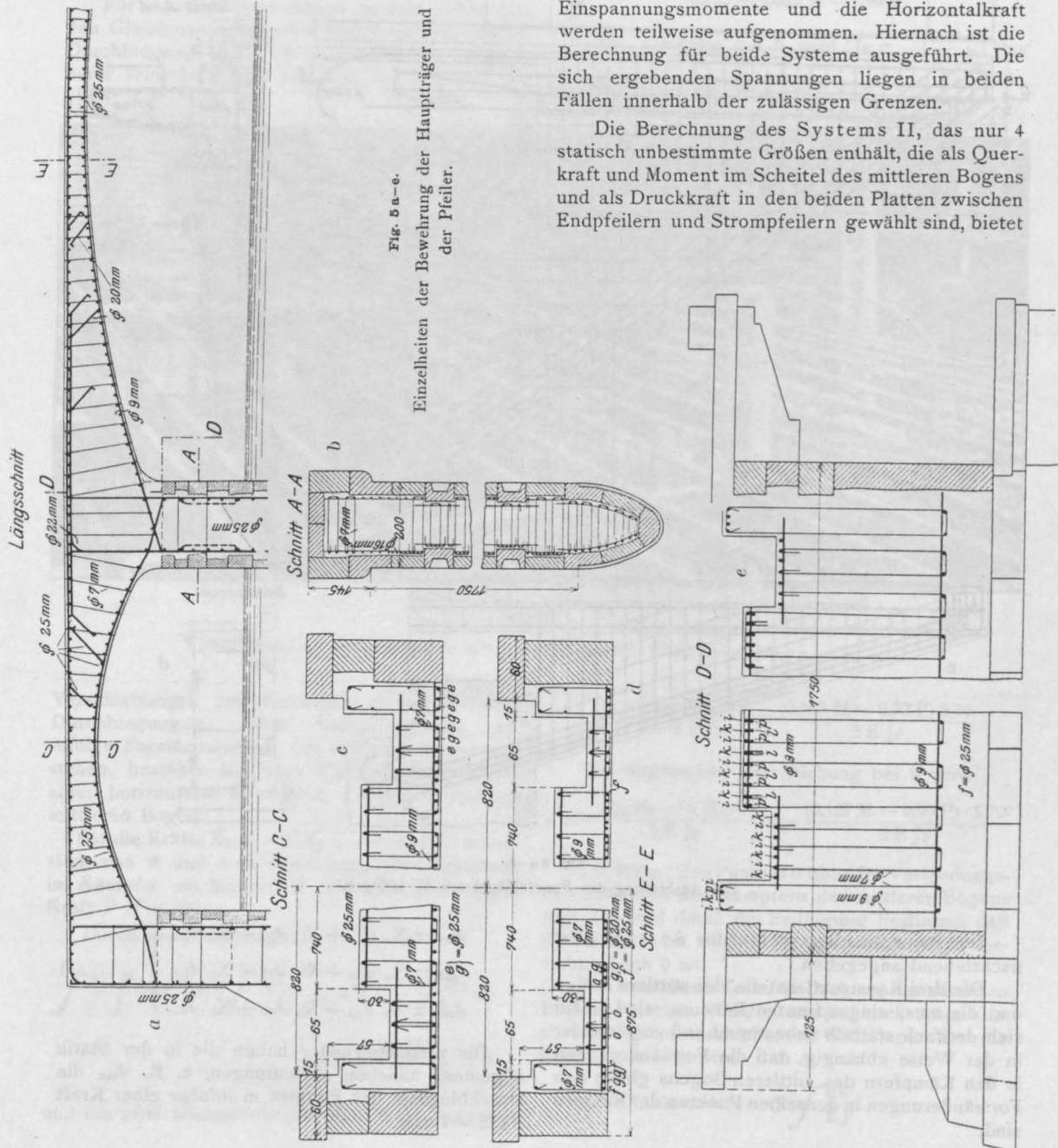
Die zulässigen Beanspruchungen sind:

für Beton $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$
 „ Eisen $\sigma_e = 1000$ „
 für Holzpfähle $k = 30$ „

Nimmt man nun an, daß die Pfeiler unten eingespannt sind, wie es teilweise der Fall ist, so

erhält man das System I (Fig. 10a), das neunfach statisch unbestimmt ist. Wird dagegen das andere Extrem angenommen, daß die Horizontalkraft und die Einspannungsmomente gar nicht aufgenommen werden können und daß die Platte zwischen Strompfeiler und Endpfeiler nur Normalkräfte, nicht Momente aufzunehmen vermag, so wird das System nur vierfach statisch unbestimmt (Fig. 10b), System II. Die der Wirklichkeit entsprechenden Verhältnisse liegen zwischen I und II, — die Einspannungsmomente und die Horizontalkraft werden teilweise aufgenommen. Hiernach ist die Berechnung für beide Systeme ausgeführt. Die sich ergebenden Spannungen liegen in beiden Fällen innerhalb der zulässigen Grenzen.

Die Berechnung des Systems II, das nur 4 statisch unbestimmte Größen enthält, die als Querkraft und Moment im Scheitel des mittleren Bogens und als Druckkraft in den beiden Platten zwischen Endpfeilern und Strompfeilern gewählt sind, bietet



nichts von besonderem Interesse; nur sei erwähnt, daß — wie auch zu erwarten — die Spannungen, sich im allgemeinen bedeutend kleiner ergeben, als bei der Berechnung nach System I, in welchem die Spannungen infolge der Temperaturveränderung verhältnismäßig groß werden.

Die Berechnung geht daher in folgender Weise vor sich:

Der mittlere Bogen wird eingespannt gerechnet. Man findet (Fig. 11) die Einflußlinien für X_a , X_b , und X_c als Moment, Querkraft und Horizontalschub in einem Punkt 0 aus den Gleichungen:

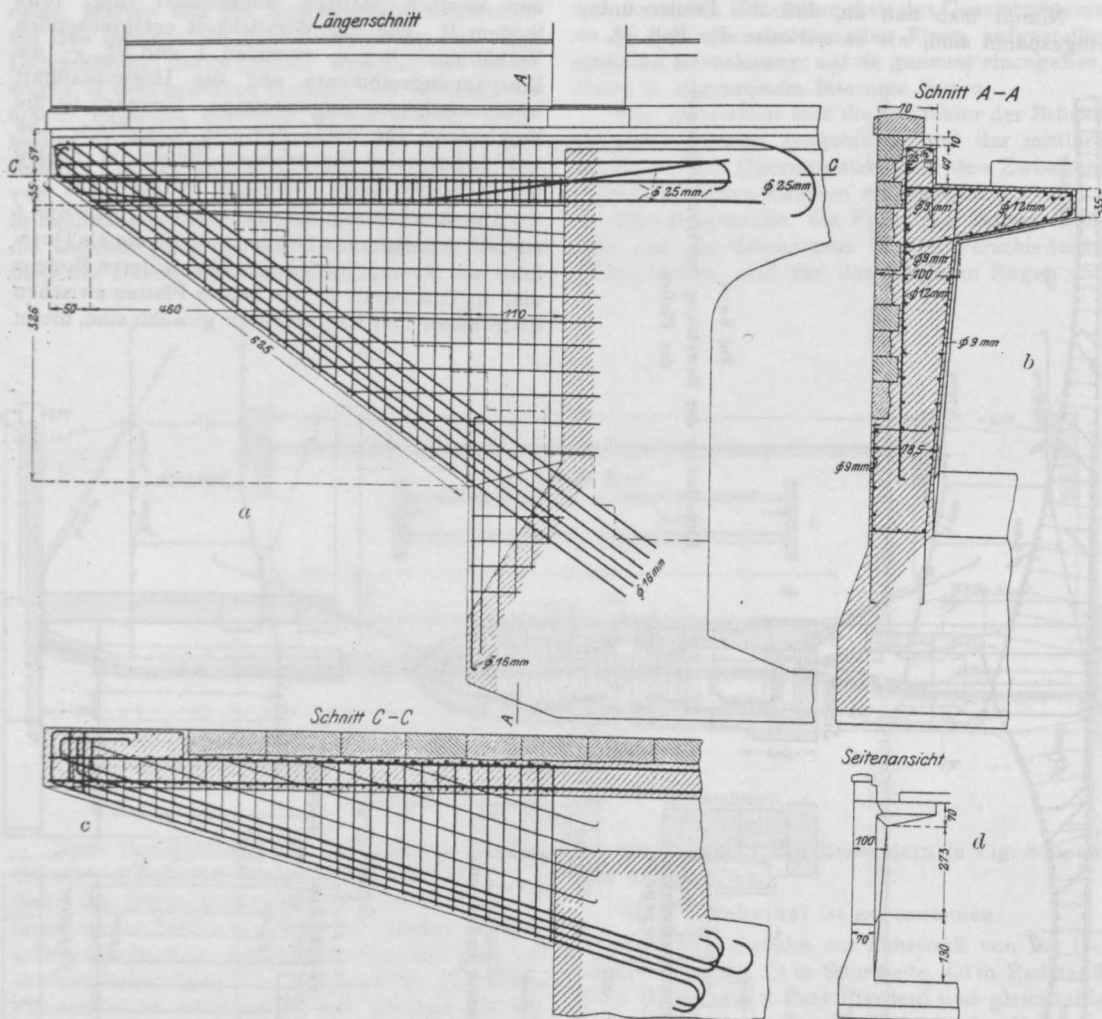


Fig. 6 a-d.

Die Ausbildung der Parallelfügel am Widerlager.

Die Berechnungsweise für System I ist nachstehend angegeben.

Die drei Konstruktionsteile, der mittlere Bogen und die zwei eingespannten Rahmen, sind je für sich dreifach statisch unbestimmt und voneinander in der Weise abhängig, daß die Formänderungen in den Kämpfern des mittleren Bogens gleich den Formänderungen in denselben Punkten der Rahmen sind.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ma} &= X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac}, \\ \delta_{mb} &= X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc}, \\ \delta_{mc} &= X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc}. \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

Die verschiedenen δ haben die in der Statik allgemein üblichen Bedeutungen, z. B. δ_{ma} die Durchbiegung des Punktes m infolge einer Kraft $X_a = -1$ usw.

Der Punkt 0 wird bestimmt durch die Bedingungen

$$\begin{aligned}\delta_{ab} &= \delta_{ba} = 0, \\ \delta_{bc} &= \delta_{cb} = 0, \\ \delta_{ac} &= \delta_{ca} = 0.\end{aligned}$$

Die zwei ersten dieser Bedingungen sind erfüllt, indem 0 in der Symmetrielinie gewählt wird.

Wie die dritte Bedingung, $\delta_{ac} = 0$ erfüllt wird, ist unten zu ersehen.

Für den mittleren Bogen besteht jedes δ in den Gleichungen aus zwei Teilen, erstens aus der Durchbiegung unter Voraussetzung unverschiebbarer Widerlager und zweitens aus den, von den

den in Fig. 9 angegebenen Abmessungen für das Trägheitsmoment rechnet,

$$\begin{aligned}X'_a &= -0,095 M + 0,24 P, \\ X'_b &= +0,072 M - 0,204 P, \\ X'_c &= -0,110 M + 0,49 P.\end{aligned}$$

Die Momente im Pfeiler bei b und c werden:

$$\begin{aligned}M_b &= +0,545 M + 1,26 P, \\ M_c &= -0,082 M - 1,99 P.\end{aligned}$$

Die Drehung bei b wird ($J_P = \frac{1 \cdot 1,50^3}{12}$ ist das Trägheitsmoment des Pfeilers)

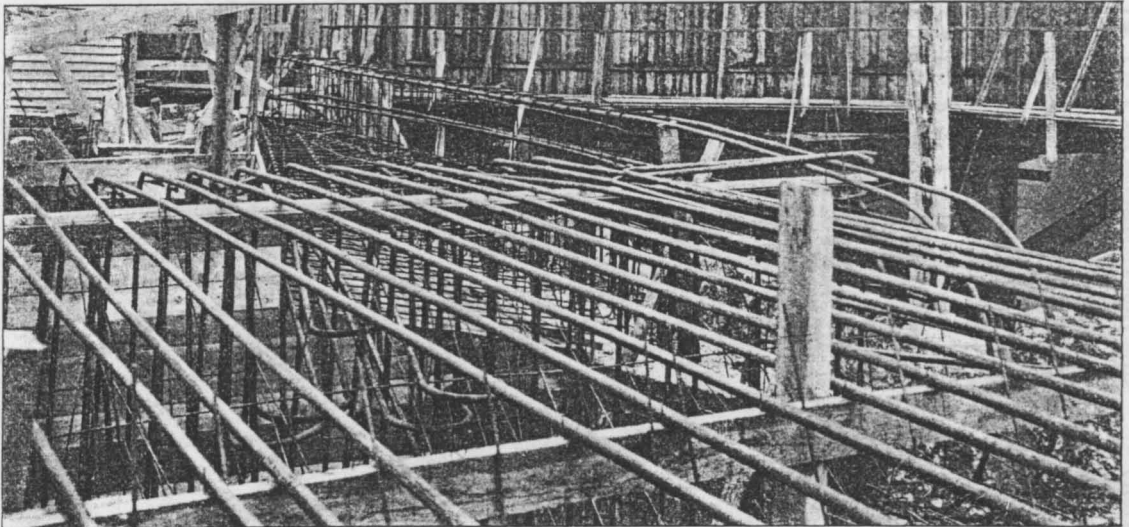


Fig. 7.

Ecke des Endwiderlagers mit den einbindenden Flügel-Eiseneinlagen.

Verschiebungen der Widerlager hervorgerufenen Durchbiegungen. Diese Verschiebungen, die infolge Formänderungen der beiden Rahmen entstehen, bestehen aus einer Winkeldrehung ϑ und einer horizontalen Bewegung Δ der Kämpfer im mittleren Bogen.

Für die Kräfte $X_a = -1$, $X_b = -1$ und $X_c = -1$ sind also ϑ und Δ zu berechnen. Man bekommt im Kämpfer ein Moment M und eine horizontale Kraft P (Fig. 12).

Durch die Gleichungen

$$\begin{aligned}\int \frac{M_0 M_a}{J} ds - X'_a \int \frac{M^2_a}{J} ds - X'_b \int \frac{M_a M_b}{J} ds \\ - X'_c \int \frac{M_a M_c}{J} ds = 0\end{aligned}$$

und die zwei analogen ergibt sich, wenn man mit

$$\vartheta = \frac{(M_b + M_c) h}{2 E J_P} = \frac{(0,463 M - 0,73 P) 5,70}{2 E J_P}$$

Die wagerechte Verschiebung bei b wird

$$\Delta = -\frac{(\frac{1}{3} M_b + \frac{2}{3} M_c) h^2}{2 E J_P} = -\frac{(0,127 M - 0,90 P) \cdot 5,70^2}{2 E J_P}$$

Die Höhe ζ des Punktes 0 über der Verbindungslinie zwischen den Kämpfern des mittleren Bogens (Fig. 11) wird durch die Bedingung bestimmt, daß die Summe der zwei Teile, aus welchem δ_{ac} besteht, gleich 0 ist.

Der erste dieser Teile, die Drehung des mittleren Bogens zwischen Kämpfer und Scheitel, unter Voraussetzung unverschiebbarer Widerlager für die Kraft $X_c = -1$, wird

$$\vartheta_1 = -(\eta - \zeta) \int \frac{ds}{EJ}.$$

Mit den in Fig. 8 angegebenen Abmessungen wird

$$\epsilon = \frac{\int \frac{y' ds}{E J}}{\int \frac{ds}{E J}} = 0,870 \text{ m}$$

und

$$\int \frac{ds}{E J} = \frac{88,5}{E J_P},$$

also

$$\vartheta_1 = -(0,870 - \zeta) \frac{88,5}{E J_P}.$$

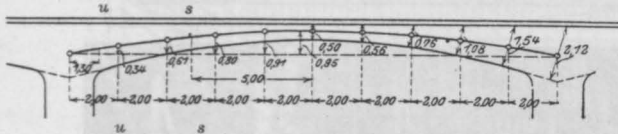


Fig. 8.

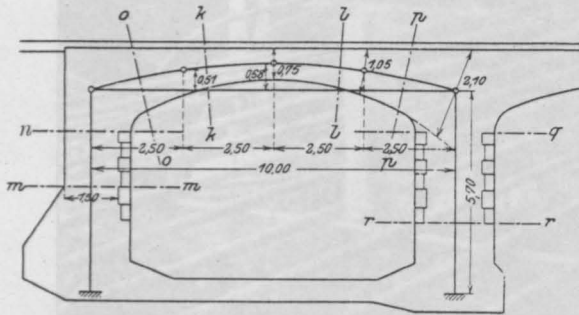


Fig. 9.

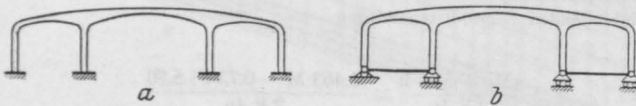


Fig. 10.

Der zweite Teil, die Drehung des Kämpfers im mittleren Bogen, ist

$$\vartheta_2 = \frac{(0,463 M - 0,73 P) 5,70}{2 E J_P}.$$

Für

$$X_c = -1 \text{ wird } M = +\zeta \text{ und } P = -1,$$

also:

$$\vartheta_2 = \frac{(0,463 \zeta + 0,73) 5,70}{2 E J_P}$$

Aus

$$\vartheta_{ac} = \vartheta_1 + \vartheta_2 =$$

$$\frac{1}{E J_P} (-88,5 [0,870 - \zeta] + 2,85 [0,463 \zeta + 0,73]) = 0$$

ergibt sich dann $\zeta = 0,835 \text{ m}$.

Die Einflußordinaten für X_a , X_b und X_c werden jetzt

$$X_a = \frac{\vartheta_{ma}}{\vartheta_{aa}}; X_b = \frac{\vartheta_{mb}}{\vartheta_{bb}}; X_c = \frac{\vartheta_{mc}}{\vartheta_{cc}}.$$

ϑ_{ma} , ϑ_{mb} und ϑ_{mc} werden für Punkte in einem Abstand von $\lambda = \frac{1}{10} l = \frac{1}{10} \cdot 20 = 2 \text{ Meter}$ berechnet, und da ϑ und λ nun bekannt sind, so ergeben sich gleich ϑ_{ma} , ϑ_{mb} und ϑ_{mc} sowohl für den mittleren Bogen, wie für die Bogen in den Endfeldern.

Gleichzeitig werden ϑ_{aa} , ϑ_{bb} und ϑ_{cc} gefunden und hierdurch die Ordinaten der Einflußlinien für X_a , X_b und X_c .

Für die Berechnung des Erddrucks wird diese Bestimmung der Einflußordinaten auch für die Endpfeiler ausgeführt. Die Richtung der ϑ_{ma} , ϑ_{mb} und ϑ_{mc} ist hier horizontal.

Nachdem die Einflußlinien für X_a , X_b und X_c bestimmt sind, werden die Einflußordinaten für die Momente im Scheitel und Kämpfer des mittleren

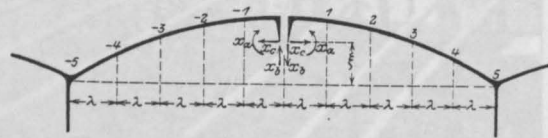


Fig. 11.

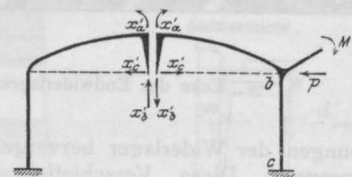


Fig. 12.

Bogens, sowie in den Schnitten s-s und u-u (Fig. 8) aus der Gleichung

$$M = M_0 - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c$$

berechnet.

Mittels dieser Einflußlinien werden die Momente M_g für Eisengewicht und M_p für Verkehrslast gefunden. Die gleichzeitig auftretenden Normalkräfte werden mittels der Einflußlinien für X_a , X_b und X_c bestimmt. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

In den Endfeldern bestehen die Momente und Normalkräfte für Eigengewicht, Verkehrslast und Erddruck sowohl aus den Momenten und Normal-

$$\frac{1}{2} \delta_{at} = -\vartheta = \mp \frac{100}{E J_P},$$

$$\frac{1}{2} \delta_{ct} = \varepsilon t \frac{1}{2} - \delta + \vartheta \zeta$$

$$= \pm \frac{1}{E J_P} \left(E \varepsilon \cdot 20 \cdot 10 \cdot \frac{1 \cdot 1,5^3}{12} + 390 + 100 \cdot 0,835 \right)$$

Für $E \varepsilon$ wird 16 t/m^2 angenommen und man bekommt

$$\frac{1}{2} \delta_{ct} = \pm \frac{1373}{E J_P}$$

$$X_{at} = \mp \frac{100}{89,8} = \mp 1,11 \text{ mt,}$$

$$X_{ct} = \pm \frac{1373}{24,0} = \pm 57,2 \text{ t.}$$

Die Momente und Normalkräfte infolge Temperaturveränderung werden nunmehr in den verschiedenen Querschnitten des mittleren Bogens bestimmt.

Auf den Rahmen wirkt in Punkt b (Fig. 17) das Moment

$$M = \mp 57,2 \cdot 0,835 \mp 1,11 = \mp 48,8 \text{ mt.}$$

$$P = \pm 57,2 \text{ t.}$$

X'_{at} und X'_{ct} in dem freistehenden Rahmen sind früher gefunden. Für diese Kräfte werden Momente und Normalkräfte in dem Rahmen berechnet. Die Resultate sind in der beifolgenden Tabelle aufgestellt, in welcher auch die Abmessungen und berechneten Spannungen angegeben sind.

WOLLES SAXONIA- UND BAVARIA-MASTE.

Von Geh. Hofrat Professor Theodor Böhm (Dresden).

Von der Firma Rud. Wolle in Leipzig sind in neuerer Zeit aus Eisenbeton hergestellte Masten für Telegraphen- und Starkstromleitungen zur Aus-

führung gekommen, die unter dem Namen Saxonia- und Bavariamaste bereits vielfach verwendet wurden. An sich ist der Gedanke nicht neu, den Eisenbeton zur Herstellung derartiger Maste zu verwenden und diesen damit den Vorzug sowohl der Dauerhaftigkeit gegenüber leicht verfaulenden Holzmasten als auch der Billigkeit gegenüber eisernen, in der Beschaffung und Anstrichunterhaltung teuren Masten zu geben. Die von der Firma Rud. Wolle gefertigten Maste besitzen aber einige Eigentümlichkeiten und Vorzüge, die eine Besprechung an dieser Stelle rechtfertigen.

Was bei Betrachtung der in Fig. 1 dargestellten Saxoniamaste zunächst auffällt, das sind die regelmäßigen Aussparungen in dem mit rechteckigem Querschnitt gefertigten Körper des Mastes. Zunächst wird durch sie der Vorteil leichter Besteigbarkeit des Mastes erreicht. Je nachdem eine mißbräuchliche Besteigung zu befürchten ist oder nicht, läßt man die Aussparungen erst in etwa 2 m Höhe oder unmittelbar über Erde beginnen. Neben jenem Vorteil rein praktischer Art ist aber mit jenen Aussparungen gleichzeitig auch eine recht willkommene ästhetische Wirkung verbunden. Sie gründet sich auf das alte Gesetz, daß jede rhythmische Wiederholung zahlreicher gleicher Glieder ohne weiteres einen gewissen architektonischen Reiz in sich trägt. Man denke an Zahnschnitte, Konsolenreihen, Perlschnüre, Eierstäbe usw.

Auch beim Aufstellen der Maste erweisen sich die Durchbrechungen als vorteilhaft, weil durch sie eine leichte und sichere Befestigung von Spreizen und Leinen an jedem gewünschten Punkt des Mastes möglich wird (Fig. 2).

Vor den runden durch Schleuderverfahren neuerdings hergestellten Eisenbetonmasten be-

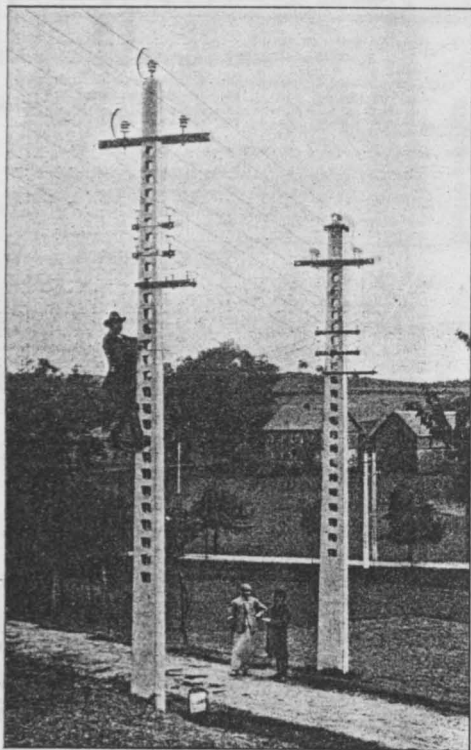


Fig. 1.

Saxonia-Maste, Formen 12/300 und 10/600, Straßenkreuzungen bei Stangengrün für die Überlandzentrale Reichenbach i. V.

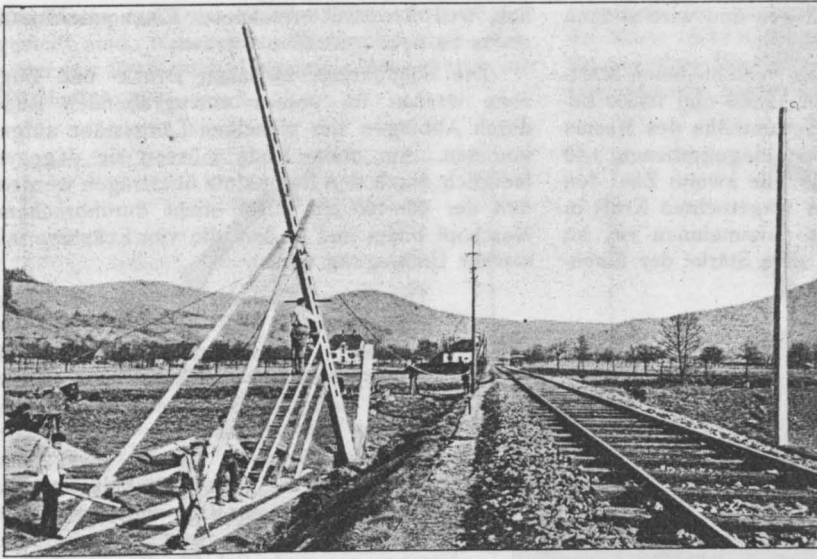


Fig. 2.

Aufstellen von Saxonia-Masten auf der Strecke Hubacker-Oberkirch i. B., Form 12,5/700.

sitzen die Saxoniamaste den Vorzug, daß ihre Anfertigung keiner kostspieligen Maschinen bedarf und demgemäß an keinen bestimmten Fabrikationsort gebunden ist. Sobald eine genügend große Zahl von Masten, etwa 100 Stück, gebraucht wird, so kann durch ihre Anfertigung in unmittelbarer Nähe des Verwendungsortes, sofern sich dort geeigneter Sand und Kies billig beschaffen läßt, eine wesentliche Kostenersparnis erreicht werden.

Der Querschnitt der Saxoniamaste ist länglich rechteckig. Die Durchbrechungen liegen in der breiten Seite. Selbstverständlich wird die Längsrichtung des Querschnitts beim Aufstellen der Masten in die Richtung der größten seitlichen Zugbeanspruchung gelegt, die an der Mastspitze angreifen soll. Die doppelten unter sich gleichen Eisenarmierungen liegen nahe der Außenfläche der beiden Schmalseiten. Die vier an den Ecken liegenden Rund-eisenstäbe gehen vom untersten bis obersten Ende des Mastes durch, wogegen die weiteren

zwischen jenen anzuordnenden Längsstäbe, den nach oben abnehmenden Biegemomentenentsprechend, nur bis zu einer solchen Höhe reichen, wie dies deren Größe erfordert. Die Längsstäbe werden durch Umschließungs- und Steifbügel in ihrer Lage gehalten und ausgesteift, außerdem aber noch durch diagonale Bügel verbunden. Sowohl die Umschließungs- wie die Diagonalbügel liegen jedesmal in dem Steg zwischen zwei Aussparungen und sind in den untersten Stegen des Mastes doppelt angeordnet. Das fertige Eisengerippe, dessen Herstellung und Form

die Fig. 3 u. 4 darstellen, wird in eine auf fester Unterlage wagerecht ausgelegte, mit abnehmbaren Seitenwänden versehene Holzform gebracht und nach Einbringung der Kernstücke für die Aussparungen mit Beton fest umstampft. Das Mischungsverhältnis ist je nach Art und Güte der verfügbaren Stoffe 1 Zement, 4 Kiessand oder 1 Zement, 2 bis 2,5 Sand und 2 bis 2,5 Steingrus. Nach sorgfältiger Entfernung der Seitenwände und Einsatzkerne verbleibt der Mast noch 2—3 Tage

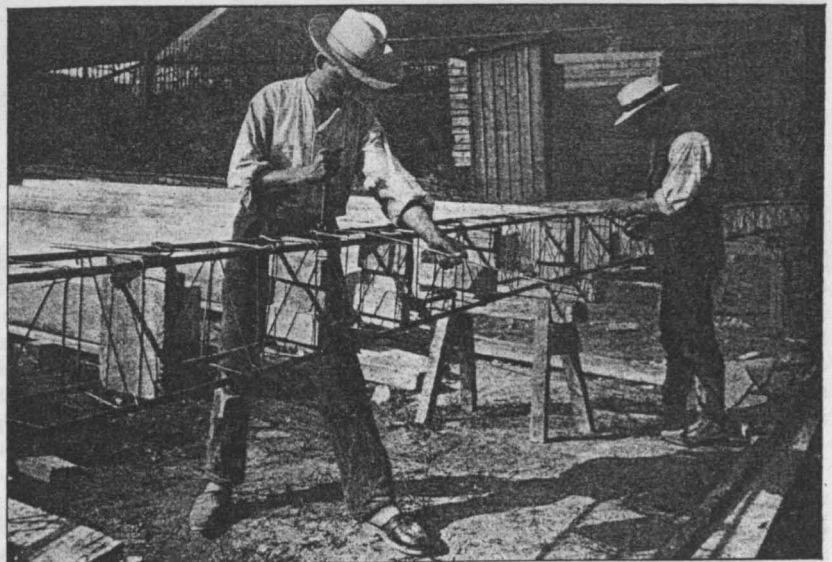


Fig. 3.

auf dem Boden der Form liegen und wird sodann auf eine Sandbettung abgekippt.

In den Benennungen der verschiedenen Mastformen, z. B. in Fig. 1: Type 12/300 und 10/600 bedeutet die erste Zahl die Gesamthöhe des Mastes in Metern, einschließlich des eingegrabenen 1,40 bis 2 m langen untern Teils, die zweite Zahl den Höchstbetrag der seitlichen wagerechten Kraft in Kilogramm, die vom Mast aufzunehmen ist, an dessen Spitze sie angreift. Die Stärke der Eisen-

lich, weil die damit errechneten Eisenquerschnitte etwas zu hoch gefunden werden.

Die Schubkräfte zwischen Druck- und Zugzone werden im untern einzugrabenden Ende durch Abbiegen der einzelnen Längsstäbe aufgenommen. Am oberen Ende müssen sie dagegen lediglich durch den Betonklotz übertragen werden, den der 60–100 cm lange nicht durchbrochene Mastkopf bildet und in dem die vier Eckstäbe mit starker Umbiegung enden.

Die Zulässigkeit der oben angedeuteten Berechnungsweise und die Richtigkeit der angeordneten Konstruktion wurde durch Belastungsversuche dargetan. Bei einem durch die Königlich Sächsische Mechanisch-Technische Versuchsanstalt zu Dresden vorgenommenen Versuch wurden zwei ganz gleiche Masten der Type 8/180 belastet. Sie steckten 2 m tief in der Erde und waren durch seitlich daneben eingegrabene Eisenbetonplatten gegen starke Schiefstellung gesichert. Da sie laut Berechnung einen an der Spitze wirkenden Seitenzug von 180 kg mit vierfacher Sicherheit aushalten sollten, war die Bruchbelastung mit 720 kg anzunehmen.

Mast I wurde zunächst einer bis 424 kg gesteigerten Belastung unterworfen; bei Mast II wurde die Last nur bis 184 kg gesteigert. Nach der Entlastung ging die Abbiegung der Spitze, die bei Mast I 90,8 mm betragen hatte, auf 12,1 mm zurück. Diese bleibende Formänderung war aber zum Teil auf eine Schiefstellung des ganzen Masts im Erdboden zurückzuführen, die von den seitlich eingegrabenen Widerlagsplatten nicht ganz hatte verhindert werden können. Bei Mast II ging die Abbiegung von 29,27 mm auf 1,91 mm zurück. Die Masten wurden dann nochmals bis zum Bruch belastet. Der Bruch von Mast I erfolgte bei einem an der Spitze wirkenden Seitenzuge von 784,1 kg. Mast II brach bei 754,1 kg Belastung. Bemerkenswert ist, daß der Bruch von Mast II unmittelbar über der Erde an Stelle des Höchstmoments, also durch Überwindung der Normalwiderstände des Querschnitts erfolgte, wogegen bei Mast I die Zerstörung im obern Ende durch Abscheren der Stege eingeleitet wurde. Die Gefahr einer Zerstörung durch Biegungsspannungen und durch Schubbeanspruchung erwies sich also als gleich groß, was für die Richtigkeit der Konstruktion zeugt, ebenso wie die Überschreitung der wirklichen über die errechnete Bruchlast für die Richtigkeit des Rechnungsverfahrens.

Von den zahlreichen Verwendungsstätten der Saxoniamaste sind besonders zu erwähnen: die Überlandzentrale Reichenbach i. V., wo mehr als

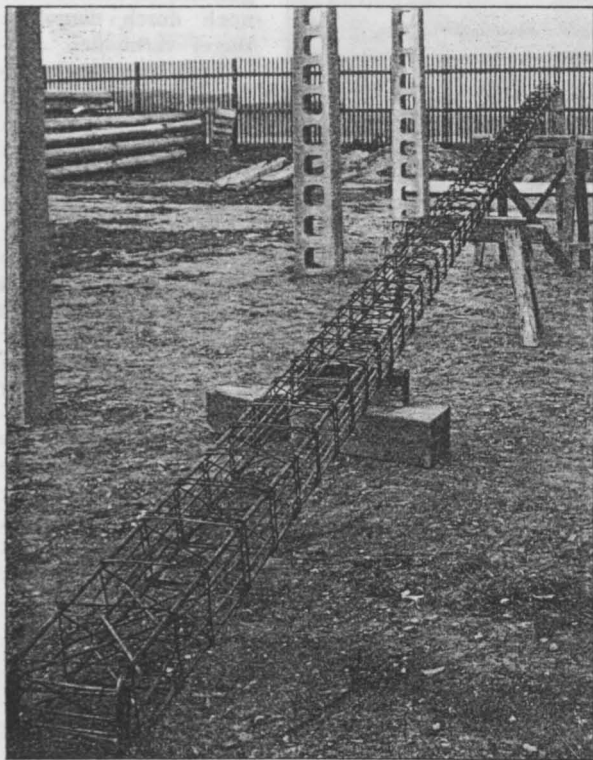


Fig. 4.

einlagen und Betonquerschnitte wird für jede Type besonders berechnet. Die Firma hat zu diesem Zweck auf Grund vereinfachter Formeln Dimensionierungstabellen ausarbeiten lassen. Dabei wurde die Vereinfachung der Formeln durch die in Wirklichkeit nicht ganz zutreffende Annahme ermöglicht, daß die gedrückte Eiseneinlage im Schwerpunkt der Betondruckzone liege, also in $\frac{x}{3}$ Entfernung vom Rande. Dies trifft nicht ganz zu, da die Eiseneinlage durchweg etwa 3 cm vom Rande entfernt liegt, und die Größe von x , besonders bei den stark beanspruchten Querschnitten und großen Masten, weit über 9 cm beträgt. Jene vereinfachende Annahme ist aber ganz unbedenk-

3000 Maste von Type 10/300, 10/600 und 12/300 aufgestellt sind, ferner die Überlandzentrale Hannover mit 600 Masten, Leipzig, Wilhelmshaven mit 300 Masten usw.

versehen. In den Fällen, wo eine Besteigbarkeit der Maste nicht notwendig ist, hat die Firma Wölle Masten ohne Durchbrechungen unter dem Namen Bavariamaste hergestellt, denen dann durch ge-

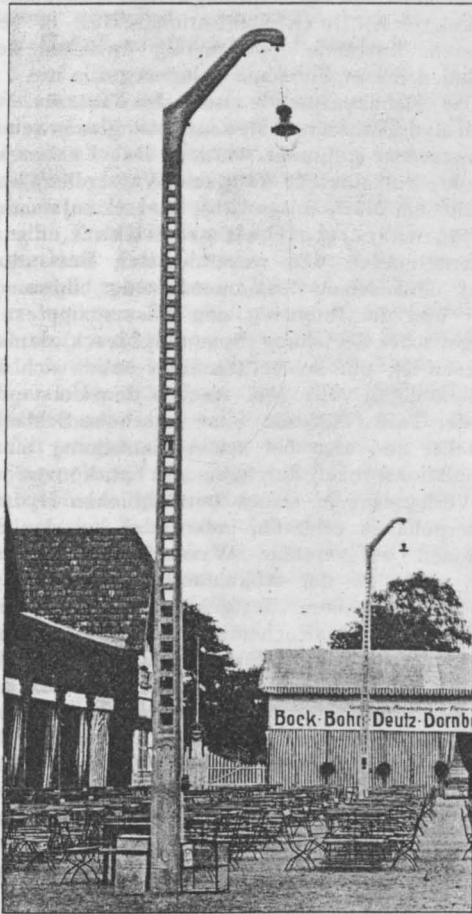


Fig. 5.

Bavaria-Lichtmaste.

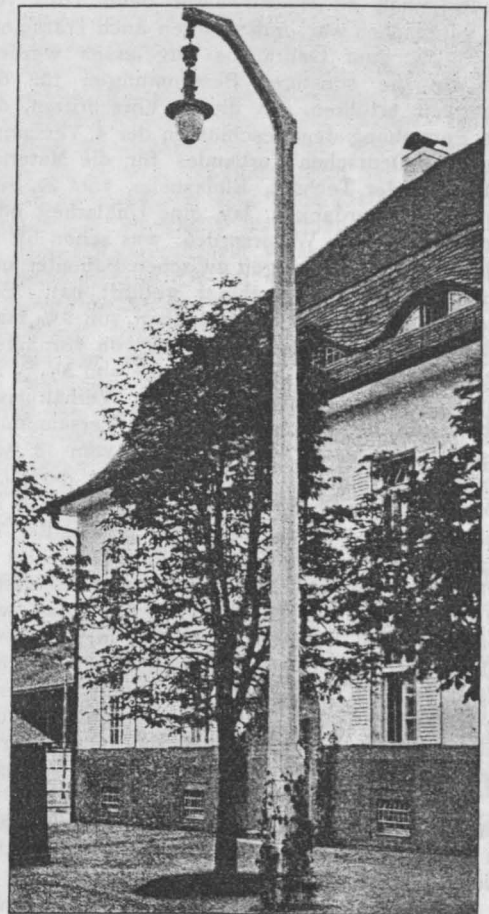


Fig. 6.

Außer zu Stromleitungen haben die Maste auch zur Befestigung von Straßenbahnleitungen oder als Lichtträger Verwendung gefunden. Sie sind zu letztgenanntem Zwecke mit Auslegern

eignete Profilierungen die erwünschte Kunstform gegeben wurde. Die Figuren 5 und 6 zeigen einen solchen als Lichtträger ausgestalteten Saxonia- und Bavariamast.

DAS HYDRATWASSER IM TRASS.

Von Anton Hambloch (Andernach).

Über diese Frage habe ich gelegentlich einer Abhandlung: „Vorversuche zur Erwählung eines geeigneten Mörtels zum Bau der Saalealsperre I bei Wilhelmsdorf-Neidenberga, Kreis Ziegenbrück“,

in Nr. 8 der Zeitschrift „Die Talsperrenpost“, August 1906, kurz berichtet. Im Hinblick aber auf den großen Wert, der diesem Gegenstand jetzt seitens der beteiligten Baubehörden auf Grund

der neuen Traßnormen*) entgegengebracht wird, dürfte es angezeigt sein, daß man sich einmal etwas eingehender mit demselben befaßt.

Vorausschicken möchte ich, daß bisher, d. h. in den früheren Traßprüfungsvorschriften zwar ein Mindestgehalt an Hydratwasser beim Traß von 7% vorgesehen war; indes sollten auch Trasse mit nur 5½% zum Gebrauche zugelassen werden, falls sie die sonstigen Bestimmungen für die Festigkeit erfüllten. In diesen Vorschriften, die ihre Entstehung den Beschlüssen der 4. Versammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, Rüdeshcim, vom 29. September 1900 verdanken, lag eine Unklarheit oder gar ein teilweiser Widerspruch, was schon oft zu unliebsamen Weiterungen zwischen Bauleiter und Lieferant oder Unternehmer geführt hat. Entweder sollte stets der Mindestgehalt von 7% maßgebend sein, oder aber man hätte von vornherein die Festsetzung der Mindestgrenze von 5½% zulassen sollen. Diesen unsicheren Verhältnissen haben nun die Beschlüsse der 12. Versammlung des D. V. f. d. M. d. T. in Darmstadt vom 18. September 1908 und die 13. Versammlung derselben Körperschaft in Stuttgart vom 9. Oktober 1909 ein Ende bereitet. Während bei der Darmstädter Tagung der mit der Aufgabe betraute Ausschuß VI (Obmann Professor Gary) dort die ausgearbeiteten neuen Traßnormen zur Annahme vorschlug, wurden diese bei der Stuttgarter Tagung zu förmlichen Beschlüssen erhoben. Diese gipfeln nun darin, daß ein für allemal als Mindestgehalt an Hydratwasser beim Traß 7% vorgesehen und außerdem die Festigkeitsansprüche für Traßnormenmörtel erhöht wurden. Außerdem wurde dann in den neuen Normen der Kollergang die für plastische Mörtel als geeignetere Mischmaschine an Stelle des früheren Steinbrück-Schmelzerschen Mixers bestimmt.

Diese Verschärfungen der Anlieferungsbedingungen haben sich schon in manchen Fällen für die Abnehmer als segensreich erwiesen, indem diese jetzt einen erheblich größeren Schutz wie früher genießen. Nun zur Hauptfrage.

Unter Hydratwasser haben wir im Gegensatz zum mechanisch gebundenen oder atmosphärischen Wasser (Trockenverlust) das chemisch mit den kleinsten Teilen der Substanz verbundene Wasser (Glühverlust) anzusehen. Dieses Hydratwasser, auch als basisches Wasser geltend, ist solches, das in unmittelbarer chemischer bzw. atomistischer Verbindung des betreffenden Stoffes, also nicht als Wasser (H_2O), sondern als Wasserstoff (H) und Sauerstoff (O) bzw. Hydroxyl (Wasserrest [HO oder OH]) angenommen werden

muß. Man bezeichnet daher füglich das Hydratwasser auch mit Konstitutionswasser; nimmt es doch an dem Aufbau der Mineralien wesentlich teil. Das zuerst genannte atmosphärische Wasser stellt das Kristallwasser einer Substanz dar, welches als H_2O vermöge der Wirksamkeit molekularer Kräfte (Kristallisationskräfte) in verdichtetem Zustande gesetzmäßig zwischen den Molekülen dieser Substanz gelagert ist.

Das Kennzeichnende nun des Trasses für seinen Hydratwassergehalt kann zwanglos in seiner Bildungsweise gefunden werden. Dabei haben als Produkte vulkanischer Tätigkeit Wasserdämpfe in erheblichem Maße mitgewirkt, und so entstanden im Traß wasserstoffhaltige Silikate, die ja bekanntermaßen den wesentlichsten Bestandteil seiner chemischen Zusammensetzung bilden. Je höher nun die Intensität des Wasserdampfes in energetischer Beziehung (Spannungsdruck) damals gewesen ist, um so vollständiger haben sich die Traßbildungen vollzogen. Auch in dem Umstande, daß der Traß (Tuffstein) eine natürliche Schlacke darstellt, und also bei seiner Entstehung einen Granulationsprozeß durchgemacht hat, können wir das Vorhandensein seines beträchtlichen Hydratwassergehaltes erklären, indem der bei den Explosionen aufgetretene Wasserdampf (Wasserstoff) vermöge der Abkühlung (Abschreckung), in den Gesteinen festgehalten wurde, und durch einen hydrochemischen Umwandlungsprozeß zur Basen- oder Hydroxydbildung des Trasses führte. Endlich besitzen wir noch ein weiteres außerordentlich überzeugendes Beweistück für die Eigentümlichkeit der chemischen Bindung von Wasser beim Traß in der Tatsache, daß der Trachyt, also dasjenige Gestein, welches die Grundmassen des Trasses geliefert hat, nur einen ganz winzigen Gehalt an Hydratwasser aufweist. So haben z. B. die Drachenfelstrachyte kaum mehr wie 1% Glühverlust.

Aus den vorausgegangenen Erklärungen über die Entstehungsart des Trasses ist es also leicht begreiflich, und lehrt dies auch die Erfahrung, daß die festesten und dichtesten Traß- (Tuff-) Steine, (blaue, graue und gute gelbe) den besten Traß liefern, während die leichteren und poröseren Spielarten dieses Trachyttuffes, die auch zu meist nur teilweise verfestigt sind, (Tauch, Pfeifen und Knuppen) nur ganz geringe oder gar keine hydraulischen Eigenschaften zeigen. Ferner kann der Hydratwassergehalt bei Puzeolanen, zu denen ja der Traß als vornehmster Vertreter gehört, durch Verwitterungsprozeß, infolge innerer Zersetzung, auch sehr abnehmen; eine Möglichkeit, die aber bei guten Traßarten ausgeschlossen ist, weil diese zufolge ihrer Aufbereitungsart nicht verwittern können. Da bei diesen unreinen oder teilweise verwitterten Produkten nun der Hydratwassergehalt immer ein wesentlich niedri-

*) Vgl. die Beschlüsse der Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, Stuttgart, vom 9. Oktober 1909.

gerer ist wie bei dem echten Tuffsteintraß, und dies gilt auch für die meisten Trockentuffe, also vulkanische Gesteine, die ohne Mitwirkung von Wasser entstanden, so rechtfertigt dies wohl vollends die an früherer Stelle besprochene Vorschrift, daß guter Traß, aus hydraulischen Tuffsteinen gemahlen, mindestens 7% Glühverlust, d. h. Gehalt an Hydratwasser, haben muß.

Auf eine ganz besondere Eigenart des Hydratwassers muß ich noch hinweisen, nämlich daß die meisten Stoffe, welche bei heller Rotglut (etwa 700° C) ihr Hydratwasser abgegeben haben, dasselbe nicht wieder aufnehmen. Damit mag eine in vielen Lehrbüchern auftretende Behauptung in Zusammenhang gebracht werden, welche sagt, daß Trasse bzw. Puzzelane, die ihres chemisch gebundenen Wassers beraubt waren, nun jeglicher Fähigkeit einer Hydraulizität entbehren. Auch kein Geringerer wie der bekannte und verdiente Ingenieur und Forscher L. v. Tetmajer fand, daß Puzzelane mit ausgetriebenem Hydratwasser so gut wie jede hydraulische Eigenschaft eingebüßt hatten, woraus er zu dem Vorschlage kam, die Güte der Trasse usw. als Mörtelbindemittel vorab nach der Höhe des Glühverlustes zu bemessen. Ich stellte in dieser Richtung auch mehrfach Versuche an und fand ebenfalls kaum merkliche Erhärtungsvorgänge bei Mörteln, die aus Kalkhydrat und hydratwasserfreiem Traß bestanden. Im späteren Alter, und zwar nach mehreren Monaten, was natürlich für die Baupraxis nicht in Frage kommt, traten allerdings Festigkeitsäußerungen auf, wie ich dies ferner auch jüngst bei einer Puzzelane aus Java (Moeriastraß — nach dem Moeriahschlammvulkan so benannt —) feststellte, die ebenfalls erst nach längerer Erhärtungszeit zu Festigkeiten gelangte. Die große Schwierigkeit

aber, solche Versuchskörper überhaupt herzustellen, liegt in der natürlichen und großen Empfindlichkeit nach ihrer Herstellung. Meistens sind diese Körper so mürbe, daß sie auch bei vorsichtiger Behandlung, mangels Bindekraft, zerfallen. Aus der später eintretenden Verfestigung kann man aber herleiten, daß doch bei gewissen Stoffen eine wenigstens teilweise Wiederaufnahme des Wassers in chemischen Sinne erfolgt, so daß wir also auch darin wieder diese hohe Wichtigkeit des Hydratwassers bei vulkanischen Tuffen (Trassen) zu erkennen vermögen. Die Erkenntnis dafür ist ja auch durchaus nicht neu; vielmehr finden wir bereits in sehr alten Lieferungsbedingungen die Vorschrift für einen Mindestgehalt an chemisch gebundenem Wasser (Hydratwasser). Dasselbe stellt in der Tat, wie ich dies wohl auch in vorstehendem nachgewiesen habe, einen untrennbaren Begriff in der Bewertung unseres Trasses dar, und so gilt hier mit vielem Recht die Mahnung, dieser auffälligen Gattungseigenschaft des Trasses auch in unserer Zeit der rastlos vorwärts schreitenden Forschung und der sich immer mehr vertiefenden Gründlichkeit auf allen Gebieten dennoch ein unvermindertes Interesse entgegenzubringen.

Ich komme jetzt zum Schluß und fasse meine Darlegungen dahin zusammen, daß wir in der Hydratwasserbestimmung des Trasses nicht allein ein ziemlich einfaches, sondern namentlich auch ein durchaus zuverlässiges Mittel besitzen, um sich in kürzester Zeit über den Wert oder Unwert dieses heutzutage so wichtigen Baustoffes klar zu sein, was insonderheit für vergleichende und fortlaufende Güteproben auf der Baustelle gilt. Natürlich sollen darum doch nicht die übrigen, aber zeitraubenden Festigkeitsprüfungen vernachlässigt werden.

EIGENARTIGE AUFSTELLUNG EINER STRASSENBRÜCKE. 83

Bei den gegenwärtig durchgeführten ausgedehnten Straßenbauten in San Diego, Cal., werden provisorische Bauwerke nach Möglichkeit ausgeschlossen. Aus diesem Grunde wurde die Straßenbrücke über den San Luis Rey bei Oceanside nicht, wie anfänglich beabsichtigt, aus Holz und Eisen, sondern aus Eisenbeton hergestellt. Diese Ausführung ist insofern bemerkenswert, als die einzelnen Teile der Brücke nicht in der üblichen Weise unter Benutzung eines Lehrgerüsts hergestellt, sondern auf der Baustelle aus vorher gestampften einzelnen Teilen, ähnlich den eisernen Brücken, montiert wurden. Die derartig aufgestellten Bogen dienen dann als Stützung für die Schalung der Fahrbahn.

Die genannte Brücke hat eine Länge von 210 m mit 5,5 m breiter Fahrbahn. Der Berechnung liegt eine gleichförmig verteilte Nutzlast von 1225 kg pro qm zugrunde. Das Bauwerk (Abb. 1) besteht aus 6 Öffnungen, von denen 4 eine Spannweite von 31,4 m und 2 eine solche von 32,6 m haben. Die Pfeilhöhe mißt 5,8 m. Das Tragwerk setzt sich aus 2 Dreigelenkbogen zusammen, welche durch Querverbindungen ausgesteift sind; sie tragen die Fahrbahnstützen, auf welchen mittels Längs- und Querbogen wieder die Fahrbahntafel ruht. Die Unempfindlichkeit der Dreigelenkbogen gegen Bewegungen der Widerlager (Setzungen des Baugrundes, Erdbeben) war für die Wahl des Systems ausschlaggebend. Die

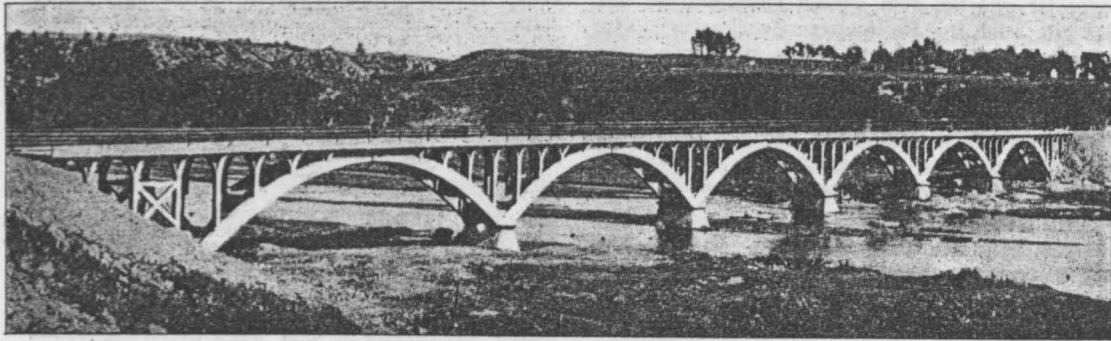


Fig. 1.

Ansicht der fertigen Brücke über den San-Luis-Rey-Strom.

Fundamentplatten der Zwischenjoche haben Abmessungen von $3,7 \times 7,9$ m und sind auf 30 Pfählen von je 17 t Tragkraft gegründet. Das Mischungsverhältnis des verwendeten Betons war 1:3:6.

Die Bogenrippen (1:2:5 gemischt) sind etwa 40 cm breit und haben im Scheitel eine Stärke von 62 cm, an den Kämpfern eine solche von 88 cm. Ihre gegenseitige Entfernung beläuft sich

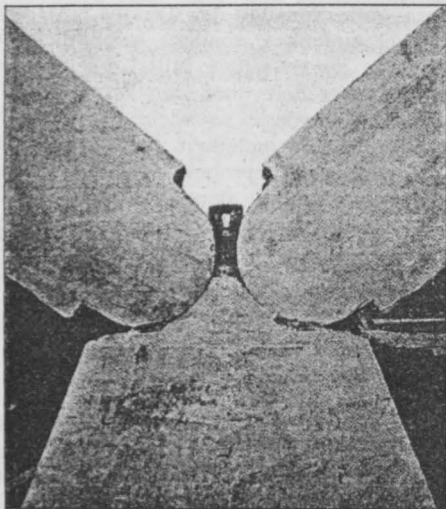


Fig. 2.

auf 3,35 m. Jede Bogenrippe wiegt 20 t und hat eine Länge von 17,4 m. Die Armierung weist 12 Rundstähle à 19 mm und Flacheisenbügel von 6×32 mm auf. Die Kämpfergelenke liegen in einem an den Jochen verankerten Gußstück und bestehen aus 13 mm starken Blechen, welche nach einem Radius von 37,5 cm geformt und an den Bogen durch Winkelstähle befestigt sind (Fig. 2). Das Scheitellgelenk ist so ausgebildet, daß das eine Ende der

Bogenhälfte ein 10 mm starkes, in der Mitte gelochtes Blech trägt, durch welche sein Gußeisenbolzen von 7,6 cm Durchmesser reicht, dessen halbkugelförmiger Kopf in eine Aussparung der gegenüberliegenden Bogenrippe eingreift. Die 30 cm starken Querversteifungen der Bogen sind in Abständen von 3,15 m angeordnet und haben eine Höhe, welche der jeweiligen Bogenstärke entspricht. Sie sind mit den die Fahrbahn tragenden Pfosten durch Vouten verbunden und in der Nähe der Gelenke noch besonders versteift. Die Verbindungsstellen zwischen den Rippen und Querverbänden wurden bei der Herstellung der Bogen bereits für die nachherige Betonierung besonders vorbereitet. Die Pfosten (30×40 cm) erreichen eine größte Höhe von 4,6 m. Die Armierung besteht bei den längeren Ständern aus 4 Rundstählen von 16 mm, bei den kürzeren aus 4 von 13 mm. Alle Pfosten werden, wie bereits erwähnt, durch Vouten mit den Querrippen verbunden. Die höheren Stützen weisen überdies Zwischenversteifungen auf. Die beiden Enden der Ständer sind durch einbetonierte Rundstähle für den Anschluß der entsprechenden Tragglieder eigens ausgebildet. Die Fahrbahn wird durch schon genannte sekundäre Bogen und einen mittleren Längsträger gestützt; letzterer liegt in den Scheitelpunkten der Querbogen auf. Die Armierung der beiderseits auskragenden Teile der Fahrbahn erfolgte in der Längsrichtung der Brückenachse, im Gegensatz zu den zwischen den Bogen liegenden Teilen. Die Fahrbahnplatte trägt eine 5 cm starke Asphaltdecke und ein eisernes Geländer.

Die bemerkenswerteste Neuerung jedoch ist die Aufstellung der Brücke selbst. Die Bogenhälften wurden neben der Baustelle gestampft (Fig. 3). Die Erzeugung des Betons ging in einer auf der Abbildung ersichtlichen zentralen Anlage vor sich. Zur vorübergehenden Stützung der Bogenrippen errichtete man zunächst in der Mitte jeder Öffnung ein einfaches Hilfsgerüst aus 4 kräftig

verstreuten Pfählen. Ein hölzerner Kran, welcher sich in Richtung der Brückenachse bewegte, zog an 4 Stellen die mittels Kabel befestigten Bogenhälften empor und legte sie einerseits auf die Widerlager, anderseits auf den mittleren Gerüstbock. In ähnlicher Weise wurden auch die Fahrbahnstützen versetzt und in ihrer Stellung durch hölzerne Streben gehalten. Die gesamte Schalung für die Fahrbahn und Querrippen hing lediglich an den Pfosten und Bogenrippen.
(Eng. Rec. 1911. Vol. 63. Nr. 12.)

F. l'Allemand.

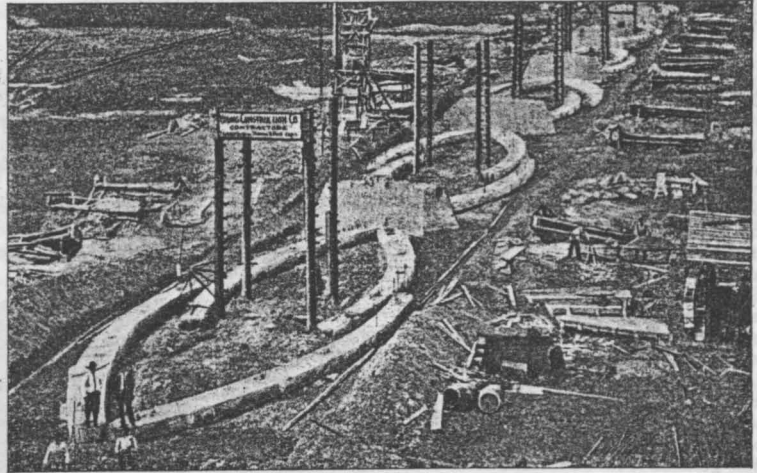


Fig. 3.

EINFLUSS VON TONERDE AUF ZEMENTMÖRTEL. B. 4

Die Herren L. T. B. Southwick und Geo. A. Wellman (Lafayette College) haben durch eine umfangreiche Reihe von Versuchen den Einfluß von Tonerde auf die Festigkeit von Zementmörtel geprüft und mit den bisherigen Forschungen eine gute Übereinstimmung erzielt. Es gelangten vier Mischungsverhältnisse zur Untersuchung: $1:1\frac{1}{2}$, $1:3$, $1:4\frac{1}{2}$, $1:6$ (Zement : Sand). Jeder Mörtel wurde mit wechselndem Zusatz von Tonerde — bis 55 v. H. — versetzt und nach Erhärtung unter Wasser im Alter von 7, 28, 56 und 84 Tagen geprüft. Pro Mischung und Lehmzusatz kamen fünf Proben zur Untersuchung, im ganzen 1060 Körper.

Zur Kenntnis der Bestandteile dienen folgende Angaben:

Der Sand wies bei der Prüfung weniger als 2 v. H. organische Bestandteile auf und wurde vor seiner Verwendung auf 100°C erhitzt und gesiebt.

Der Lehm (Tonerde, spez. Gew.: 2,53) enthielt weniger als 0,5 v. H. organische Beimischungen. Nach Erhitzen auf 100°C wurde er gemahlen und gesiebt.

Der Zement war Portlandzement.

Der Wasserzusatz wurde nach einer empirischen Formel (vergl. Taylor: „Praktische Zementprüfung“) ermittelt:

$$x = \frac{3Ns(n+1)}{4(n+1) + 8,5 + 0,2c}$$

Hierin bedeuten:

- N den erforderlichen Wasserzusatz für Normalkonsistenz bei reinem Zementmörtel,
- x den Prozentgehalt an Wasser für die jeweilige Sandmischung,
- n das Gewichtsverhältnis von Sand und Zement,
- s = 35 eine Konstante, welche die Eigenschaften des Sandes berücksichtigt,
- c den Prozentgehalt des Sandes an Lehm.

Vorversuche ergaben die Notwendigkeit einer nassen Mischung mit zunehmendem Wachstum des Tonerdegehaltes. Hieraus sind die Koeffizienten der obigen Gleichung zu erklären. Die Versuchsergebnisse lassen sich, wie folgt, zusammenfassen:

a) Bei einem Mischungsverhältnis $1:1\frac{1}{2}$ hat das Auftreten von Tonerde fast keinen Einfluß auf die Festigkeit des Mörtels;

b) für die Mischung $1:3$ vermehrt ein Lehmzusatz bis 5 v. H. seine Dichtigkeit und Festigkeit. Diese Grenze rückt bei den Mischungsverhältnissen $1:4\frac{1}{2}$ und $1:6$ auf 10 bzw. 20 v. H. herauf;

c) fettere Mischungen können erst durch stärkere Lehmzusätze in Festigkeit und Dichte beeinflusst werden. Je älter die Probekörper, um so geringer ist der Gewinn an Festigkeit bei bestimmter Zusatzmenge von Tonerde.

(Eng. Rec. 1911 Vol. 63 No. 12.)

F. l'Allemand.

SELBSTANZEIGEN.

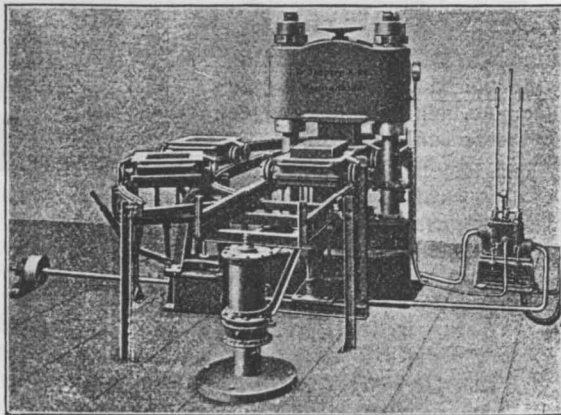
(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

Dr. Gasparys hydraulische Presse mit Umföhrungsbahn.

Die Zuverlässigkeit mit der die hydraulische Presse bei der Herstellung von Zement-, Terrazzo- und Granitoidplatten arbeitet und ihre einfache Bedienung haben zur Einbürgerung solcher Pressen in den einschlägigen Betrieben sehr viel beigetragen. Verwandte man zur Fabrikation kleinerer Platten anfänglich zumeist nur sogenannte Schiebetischpressen solcher Art und für Granitoidplatten hydraulische Pressen mit rotierendem Tisch, so benutzt man neuerdings mit gutem Erfolg für beide Zwecke die von der Firma Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig auf den Markt gebrachten hydraulischen Pressen mit Umföhrungsbahn. Die Umföhrungsbahn hat verschiedene Vorzüge vor den älteren Preßsystemen. Sie besteht aus einem zwischen dem Preßholm hindurchlaufenden geraden Teil und einem außen um die Presse herumföhrenden gebogenen Schienenstück. Die Überföhrung der Formkasten aus der geraden in die gebogene Richtung an den beiden Enden wird durch zwei drehbare Schienenteile bewirkt, welche so angeordnet sind, daß sie durch ihr Schergewicht ständig die Verbindung nach der Seite hin vermitteln, von welcher die Formkasten angefahren kommen. Entsprechende widerstandsfähige Anschläge sichern den genauen Anschluß des drehbaren Teiles an die feststehenden Schienen. Das Drehen des Schienenteiles mit dem darauf stehenden Formkasten ist leicht, weil an den Drehpunkten Rollenlager eingebaut werden. Sogenannte Fallen sichern den Formkasten jeweilig an den verschiedenen Stellen, wo er zu einer der Arbeitsvorrichtungen benötigt wird. Auch die Formkasten selbst laufen leicht, da bei ihnen ebenfalls Rollenlager vorgesehen sind.

Der Arbeitsgang vollzieht sich nun in der Weise, daß der erste Mann den jeweilig benutzten Formkasten reinigt und die geölte Matrice einlegt resp. statt die Matrice zu ölen, ein Stück Papier auf sie bringt. Er schiebt den Kasten nunmehr dem zweiten Arbeiter zu, welcher Vorder- und Hinterschicht für die Platte einfüllt und teilweise einrüttelt. Jetzt nimmt der sauber abgestrichenen Formkasten der dritte Arbeiter zur Hand, fährt ihn auf das Drehgestell der Schiene und befördert ihn vom gebogenen Glis auf den geraden Teil bis unter den Preßstempel. Nun tritt der vierte Mann, der den Steuerstock bedient, in Tätigkeit. Durch die entsprechende Hebelbewegung am Steuerstock läßt er den Druck des Wassers bis zur

gewünschten Atmosphärenzahl, welche er am Manometer abliest, ansteigen. Eine zweite Hebelbewegung läßt das Druckwasser zurückgehen und gibt dadurch den Formkasten frei. Der fünfte Mann ergreift ihn und zieht ihn über die hydraulische Ausstoßvorrichtung. Der Formkasten fährt dabei unter zwei Sicherungen, welche ihn festhalten, wenn der Wasserdruck die Platte von unten nach oben durch den Kasten hindurch ausstößt. Der Arbeiter ergreift die ausgestoßene Platte um sie abzu-



tragen. Ausstoßen der ersten und Pressen der nächstfolgenden Platte wird in einem Arbeitsvorgang vorgenommen. Der erste Arbeiter holt sich dann den frei gewordenen Formkasten unter Benutzung des drehbaren Schienenteiles wieder heran bis über die Matriceeinlege- stelle und der Arbeitsvorgang wiederholt sich.

Die Praxis hat ergeben, daß man auf diese Weise ohne Überanstrengung der Arbeiter 750 Stück Granitoidplatten 350/350 mm in 10 Stunden fertig stellen kann. Zement- oder Terrazzoplatten in der Größe von 200/200 mm werden zwei Stück in einem entsprechenden Formkasten fabriziert, so daß sich die Tagesproduktion solcher Platten auf 1500 Stück bringen läßt. Außer Viereckplatten können zwischendurch in entsprechenden Formkasten auch Bischofsmützen, Sockelplatten, Wandabschlußleisten usw. gearbeitet werden.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Kalk als Zuschlag zum Zement. Zusammenstellung einer großen Anzahl von Versuchsergebnissen über die Festigkeit und die sonstigen Eigenschaften des Kalkzementmörtels für Interessenten zur raschen Orientierung. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 28.

Eisenportlandzement. Einige Angaben über die Vorgeschichte des Eisenportlandzements vor seiner ministeriellen Anerkennung und Zulassung als Baustoff sowie über die Arbeiten der zur Prüfung vom preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten eingesetzten Kommission. Beton-Zeitung 1911. Nr. 12.

Tufa concrete on the Los Angeles Aqueduct. Von J. B. Lippincott. Bei Herstellung der

außerordentlich langen Wasserleitung für Los Angeles wurde zur Vermeidung teurer Transporte für die Betonausführungen ein an der Baustelle hergestellter Tuffzement verwendet, dessen eingehende Untersuchung mitgeteilt wird. *Cement Age* 1911. Nr. 2.

L'étanchéité du beton. Zur Erzielung möglicher Wasserdichtigkeit wird Aquabar empfohlen. *Le Ciment* 1911. Nr. 2.

Concrete mixers. Beschreibung einer modernen Betonmischmaschine Patent Barker und Hunter. Mit Abb. *Concrete and Constr. Eng.* 1911. Nr. 3.

2. Prüfung und Untersuchung.

La construction du ciment. Betrachtungen chemischer Natur von Dr. W. Michaëlis (Tonind.-Ztg. 1910, Nr. 4) zu den Erörterungen von S. Keisermann in den kolloïdchemischen Beiheften 1910 über die Zusammensetzung und das Verhalten des Zements. *Le Ciment* 1911. Nr. 1.

Trichter für Wasserdichtigkeits- und Luftdurchlässigkeitsversuche von Mörteln. Beschreibung eines einfachen und zweckmäßigen Apparates. *Tonind.-Ztg.* 1911. Nr. 37.

Aufbringen eines Anstriches auf Zementflächen. Zur Erhaltung von Ölfarbenanstrichen auf frischen Zementflächen ist eine vorherige Behandlung derselben mit Säurelösungen erforderlich. Als solche werden aufgeführt stark verdünnte Schwefelsäure 1:100 oder Zinksulfatlösung oder eine Lösung von kohlen saurem Ammoniak. *Beton-Ztg.* 1911. Nr. 11.

Das Verhalten des Zements bzw. Betons gegen Flüssigkeiten und die Schutzanstriche. Von Prof. Dr. Rohland, Stuttgart. Zusammenstellung der bisherigen Erfahrungen. Verfasser bespricht das Verhalten des Zements gegenüber Säuren, organischen Säuren, Salzlösungen, Fettsäuren, Meerwasser, kohlen saurehaltigem Wasser und Schwefelverbindungen und führt einige Schutzanstriche an, die sich bis jetzt bewährt haben. *Beton u. Eisen* 1911. Heft VI.

3. Wirtschaftliches.

Anfänge der Portlandzementindustrie in Deutschland. Einige geschichtliche Angaben über die Gründung der ersten Zementfabriken in Deutschland durch Dr. Hermann Bleibtreu. *Beton-Zeitung* 1911. Nr. 11.

Sitzungen der Vereine der Baustoffgewerbe in Berlin. Kurzer Bericht über die Tagesordnung und die wissenschaftlichen Berichte und Vorträge der Tagung von 10 verschiedenen Vereinen. *Zentr. d. Bauv.* 1911. Nr. 20. — s. L. April 1911, I, 3, S. 143. — *Zement u. Beton* 1911. Nr. 9, 10 u. 11. — *Tonind.-Ztg.* Nr. 25—36.

Le congrès des applicateurs de ciment aux Etats-Unis. Die Themen der Vorträge wer-

den zusammengestellt, der Inhalt kurz wiedergegeben. *Le Ciment* 1911. Nr. 2.

Lieferungsausgleich bei Syndikaten. Vertragsgemäß soll die Abnahme der anteiligen Liefermengen möglichst gleichmäßig von allen Syndikatsmitgliedern erfolgen. In Wirklichkeit ist diese Forderung nicht einzuhalten und damit eine Bevorzugung eines Teiles der Mitglieder auf Kosten des anderen bzw. eine Gefährdung des Syndikates die Folge. Die Vor- und Nachteile gerecht auszugleichen, bezwecken die Vorschläge des Verfassers. *Tonind.-Ztg.* 1911. Nr. 29.

L'industrie du ciment en Roumanie. Die Herstellung von Zement in Rumänien übertrifft weit den Bedarf; Angabe von Zahlen. *Zentralbl. f. Baukeramik; Le Ciment* 1911. Nr. 2.

Importations et exportations des ciments et chaux. Zahlen über die Aus- und Einfuhr von Zement und Kalk für die verschiedenen französischen Häfen. Die Zementausfuhr ist seit 1908 im Rückgange begriffen. *Le Ciment* 1911. Nr. 2.

L'industrie du ciment en Grande-Bretagne. Gegenüber der schlechten Geschäftslage der letzten zwei Jahre zeigt sich im Zementgeschäft in Großbritannien eine leichte Besserung. Bemerkungen über Fortschritte in der Herstellung des Zements, über die Verwendung neuerer Maschinen und über ihre Zahl und Größe. *Le Ciment* 1911. Nr. 2.

Importations et exportations du ciment en Angleterre. Die Ein- und Ausfuhr von Zement hat in England im Monat November betragen:

| | Tonnen | | Wert in Pfd. Sterling | |
|-------------|--------|--------|-----------------------|--------|
| | 1910 | 1909 | 1910 | 1909 |
| Einfuhr . . | 6 251 | 4 564 | 8 399 | 5 760 |
| Ausfuhr . . | 60 130 | 51 002 | 88 959 | 75 713 |

Für die 11 vorhergehenden Monate wird angegeben:

| | Tonnen | | Wert in Pfd. Sterling | |
|-----------|---------|---------|-----------------------|---------|
| | 1910 | 1909 | 1910 | 1909 |
| Ausfuhr . | 686 916 | 535 627 | 981 666 | 796 039 |

Die Ausfuhr im November 1909 verteilt sich, wie folgt:

| | |
|--------------------------|-----------|
| Niederlande | 757 t, |
| Vereinigte Staaten . . . | 190 t, |
| Brasilien | 10 893 t, |
| Argentinien | 7 270 t, |
| Südafrika | 5 484 t, |
| Indien | 13 822 t, |
| Australien | 4 264 t, |
| Neuseeland | 2 192 t, |
| Canada | 1 419 t, |
| andere Länder | 13 839 t. |

Le Ciment 1911. Nr. 1.

II. Theorie.

Ungünstigste Laststellungen für den Träger auf zwei Stützen. Von A. Weigert, Ingenieur. Nach dem Lehrsatz, daß die beweglichen Lasten so anzuordnen sind, daß die für das größte Moment in Frage kommende — maßgebende — Last ebenso weit von der Trägermitte entfernt steht wie die Resultante aller auf den Träger wirkenden Lasten, wird für verschiedene Belastungsfälle der Abstand der maßgebenden Last vom Auflager rechnerisch ermittelt. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 7 u. 10.

Zeichnerische Behandlung des mehrfach statisch unbestimmten durchgehenden Bogenträgers mit zwei Kämpfergelenken. Von Dipl.-Ing. Chr. Vlachos (Karlsruhe). Ableitung eines zeichnerischen Verfahrens zur Ermittlung der Einflußlinien aus denen des Horizontalschubes und des durchgehenden Balkenträgers. Ztschr. f. Arch- u. Ing.-Wesen 1911, Heft 12. /

Vereinfachte Berechnung von eingespannten Gewölben nach der Elastizitätstheorie. Von Obering. S. Sor, Berlin. Im Anschluß an die in Heft II 1909 von „Beton u. Eisen“ angegebenen Ausdrücke für H, V und M bei gleichmäßig verteilter Last wird ein Verfahren abgeleitet, welches gestattet, beliebige Verkehrslasten in ihrer ungünstigsten Lage zu berücksichtigen. Beton u. Eisen 1911 Heft XVI.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Some thermal properties of concrete. Von Charles L. Norton. Mitteilungen über Versuche mit Beton- und Eisenbetonkörpern zur Erforschung ihres Verhaltens bei starken Erwärmungen und zur Bestimmung des linearen Ausdehnungskoeffizienten, der Festigkeitsabnahme bei Erwärmung, der spezifischen Wärme und des Wärmeleitungsvermögens. Der Ausdehnungskoeffizient entspricht bei niederen Temperaturen der gewöhnlichen Annahme, nimmt bei 575° Fahrenheit zu und dann bis auf 0 ab. Auf 1500° Fahrenheit erhitzter Probekörper hatte 75% bleibende Längenausdehnung. Die Druckfestigkeit nahm mit zunehmender Höhe und Dauer der Erwärmung ab, nicht armierte Körper hielten wesentlich weniger gut stand als armierte. Schlackenbeton erweist sich einwandfrei bei höchstens 5% freiem Kohlenstoffgehalt der Schlacke. Für die spezifische Wärme und das Wärmeleitungsvermögen werden Zahlenangaben gemacht und die Versuchsanordnung zu letzterer Untersuchung eingehend beschrieben und in Abb. vorgeführt. Cement Age 1911 Nr. 2. — S. L. März 1911. III, S. 109.

Tests on concrete beams and cubes. Ergebnisse englischer Versuche an Balken und Würfeln aus Eisenbeton mit Abb. u. tabellarischen

Zusammenstellungen. Concrete and Constr. Eng. 1911 Nr. 3.

Versuche mit Betonsäulen. Von Prof. M. Rudeloff, Groß-Lichterfelde. Vortrag von der XIV. Generalversammlung des Deutschen Betonvereins über die im Königl. Materialprüfungsamt auf Antrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton angestellten Versuche, die bezweckten, Aufschluß über die zweckmäßigste Form der Querbewehrungen in Eisenbetonsäulen zu erlangen. 13 verschiedene Bewehrungsformen wurden untersucht. Die Proben und die Versuchsanordnung werden besprochen und die vielseitigen Nebenzwecke dargelegt, die bei dem gewählten Verfahren verfolgt wurden, um bisher nicht oder ungenügend bekannte Eigenschaften und Beziehungen des bewehrten Betons zu erforschen. Längen- und Querdehnung. Einfluß der Witterungsverhältnisse bei der Herstellung — Beziehungen zwischen Raumgewicht u. Bruchlast u. a. m. Beton u. Eisen 1911 Heft V. Dtsch. Bztg. Mitt. 1911 Nr. 5 u. 6. Arm. Beton Dez. 1910.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Revision des Normes britanniques pour la réception des ciments Portland. Mitteilungen aus den englischen Vorschriften: Die Bindezeit wird mit der Vicat-Nadel bestimmt. Begriffserklärung für Schnell- und Langsambinder. Die Raumbeständigkeitsprobe unter Wasser fällt weg. Festsetzung eines Mindestgehaltes an Kalk. Vorschriften für die Anfertigung der Zugfestigkeitsproben und Forderungen für die Zunahme der Zugfestigkeit von 7 auf 28 Tage. Le ciment 1911 Nr. 2.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Le ciment et ses applications aux Etats-Unis. Nach einleitenden Bemerkungen über die außerordentliche Steigerung in der Herstellung von Zement in Amerika und über die Förderung der Eisenbetonbauweise durch die interessierten Vereine und die öffentlichen Verwaltungen folgt eine kurze Beschreibung von großen Lagerhäusern: 180–240 m lang, 23 m breit; Erdgeschoß und 6 Stockwerke. Um die Anbringung neuer oder die Veränderung bestehender Transmissionen usw. zu erleichtern, wurden in den Eisenbetonbalken von vornherein Löcher gelassen, durch die man die Befestigungsbolzen von starken Holzschwellen stecken konnte. An diesen wurden die Transmissionen usw. angebracht. Während die Mieter an anderen Stellen für die Feuerversicherung eine Prämie von 3 bis

5% bezahlen mußten, hatten sie in den Eisenbetonlagerhäusern nur $\frac{1}{4}\%$ zu bezahlen; für manche beträgt dadurch die Ersparnis 40—60 000 Mark fürs Jahr. Le ciment 1911 Nr. 1.

Kunststein in den Tropen. Zwei Abbildungen „Grandhotel und Verkaufshaus in Tonga (Dtsch.-Ostaftr.)“ und „Zementmauerstein- und Hohlblockanlage in Westafrika“ illustrieren die wachsende Anwendung des Kunststeins im schwarzen Erdteil. Zement u. Beton 1911 Nr. 21. Tonind.-Ztg. 1911 Nr. 78.

L'insonorité et la rapidité d'exécution du béton armé. Die der Eisenbetonbauweise oft gemachten Vorwürfe, daß sie den Schall gut leite und lange Bauzeit brauche, sucht die Firma Hennebique in einer Broschüre zu entkräften. Zur Isolation gegen Schall werden Mittel angegeben; eine lange Reihe von Beispielen bezeugt die Schnelligkeit der Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten. Le ciment armé 1911 Nr. 2. — Le Ciment 1911 Nr. 2 unter: Prise d'assaut des derniers refraichissements etc.

2. Ausführungen im Hochbau.

Statua monumentale in cemento armato. Standbild eines Heiligen aus Eisenbeton. Il cemento 1911 Nr. 3. — Le ciment armé 1911 Nr. 2. Vgl. L. April 1911. V, 2 S. 145.

Eisenbetonarbeiten in der evangelischen Kirche in Bad Steben (Bayern). Von M. Mateesen, Glauchau i. S. Entwurf und Ausführung der aus Eisenbeton hergestellten Bauteile (Säulen, Decken, Gewölbe) werden an der Hand zahlreicher Abb. beschrieben und erläutert. Beton u. Eisen 1911. Heft VI.

Eisenbetonausführungen im Neubau der Bismarck-Oberrealschule Stettin. Von Stadtbauing. Weidmann. Beschreibung der bemerkenswerten u. umfangreichen Deckenherstellungen, insbesondere der Kassettendecken, aus Eisenbeton beim Bau obengenannten Gebäudes, sowie der sonstigen Eisenbetonverwendungen zu Stützen, Treppen usw. Zement u. Beton 1911. Nr. 11 u. 12.

Ein Beitrag zur Konstruktion von Saal- u. Hallengebäuden aus Eisenbeton. Von Stadtbaurat Steinberger, Darmstadt. Mitteilungen über die Berechnung, konstruktive Anordnung und die Ausführung einer Halle von 9,0 m Lichtweite und 20 m Länge. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft VI.

The new Royal Automobile Club (Forts.). Allgemeine Beschreibung des aus Eisenbeton hergestellten Daches und Treppenhauses. Einige Angaben über die innere Gebäudeeinrichtung und die Kosten. 3 Photogr. Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 3. s. L. Oktober 1910, V, 2, S. 405.

A concrete house at Pine Beach, N. J. Von Oliver Randolph Parry. Ausführliche Be-

schreibung und Darstellung eines durchaus aus Eisenbeton errichteten Landhauses. Hervorzuheben ist die Art der Einbringung des Betons von einem 45' hohen Turmgerüst aus mittels verlegbarer Rutschen. Das Dach ist mit Zementdachsteinen eingedeckt. Weitere interessante Einzelheiten des Entwurfs und der Ausführung. Mehrere Abb. Cement Age 1911. Nr. 2.

Design and erection features of two large concrete buildings. Interessante Angaben über die Planung und Ausführung zweier großer Lagerhäuser aus Eisenbeton. Mit Abb. Die Angabe, daß das eine 5 Stockwerke hohe Gebäude bei 387' Länge und 73' Breite in nur 39 Arbeitstagen hergestellt wurde, gibt einen Begriff für den außerordentlich lebhaften Arbeitsgang. Cement Age 1911. Nr. 2.

Château d'eau de 1700 mètres cubes. 3 Hochbehälter von insgesamt 1700 cbm Inhalt und zwar 2 mit je 600 cbm, 1 mit 500 cbm. Kreisförmiger Grundriß; der Boden nach Syst. Intze. Innerer Durchmesser der Behälter 13,45 m und 12,25 m. Sie ruhen auf je 10 Eisenbetonsäulen von rechteckigem Querschnitt; Höhe des gesamten Bauwerkes von der Gründungssohle bis zum Dach 32,36 m; vom Erdboden bis zum höchsten Wasserspiegel 26,06 m. Größter Bodendruck (unter Berücksichtigung eines Winddruckes von 270 kg/qm) 3 kg/qcm. Die Behälter sind gebaut von Edm. Coignet, für die Soc. du Gaz de Paris, in Le Landy. Beschreibung mit Abb. in Le Ciment armé 1911. Nr. 2.

Reinforced concrete chimneys. Beschreibung der vom Belgier M. Dumas erfundenen Bauart von Schornsteinen mittels flacher, 10" hoher, in eisernen Formen gestampfter Werkstücke mit einem geraden und einem klauenartigen Ende. In die Klaue greift das gerade Ende des benachbarten Blockes ein, der verbleibende Zwischenraum wird ausgestampft und erhält vertikale Bewehrung, die in zweckmäßiger Weise alle Zugspannungen infolge Winddruckes aufnimmt. Die Herstellung erfolgt ohne Schalung und größere Rüstung. Mit Abb. von Ausführungen in Amerika. Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 3. — s. L. Juni 1910. V, 2, S. 264.

Fondations par compression du sol. Récentes expériences sur la résistance des Pylônes „Compressol“. Mitteilung und Besprechung recht ausführlicher und interessanter Versuche mit Compressol-Pfählen. U. a. wurde ein Pfahl von 5,6 m Länge vollständig frei gelegt und vorher und nachher belastet. Die Reibung am Pfahlumfange wird daraus zu rund 0,15 kg/qcm berechnet. Beachtenswerte Angaben über das Maß und die Art der Verdichtung des Bodens durch die Fallkörper. Angabe von Zahlen über die Tragfähigkeit der Pfähle (bis 180 t) für einzelne

Bodenarten. Mit lehrreichen Abb. *Le Ciment armé* 1911. Nr. 1.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Wettbewerb um Vorentwürfe für den Neubau der Kaiserbrücke über die Weser in Bremen. Beschreibung der bestehenden Brückenanlage, die infolge wesentlicher Absenkungen der Flußsohle abgebrochen werden muß. Angabe der erforderlichen Abmessungen und Neigungs- und Höhenverhältnisse für die neue Brücke, die die aus zwei getrennten Wasserläufen bestehende Weser mittels zweier Bögen überspannen soll, deren Lichtweite 95 und 60 m beträgt. Angabe der maßgebenden Gesichtspunkte für die Lösung, zu denen in erster Linie ein gutes Einfügen in das Stadtbild gehört. Der Ideenwettbewerb ergab 42 Entwürfe. Als Material war überwiegend Eisen, in 7 Fällen Eisenbeton und in 2 Stein vorgeschlagen. Dem System nach wechseln Balken-, Bogen- und Hängeträger ab. Beschreibung der mit den ersten drei Preisen ausgezeichneten Entwürfe. Mit zahlreichen Abb. *Zentr. d. Bauv.* 1911. Nr. 21, 23 und 25.

Eisenbetonrahmen für eine Straßenbrücke. Von Ober-Ing. H. W. K. Ziesemer. Beschreibung einer schiefen Straßenbrücke über einen Bahneinschnitt; die Tragkonstruktion besteht aus zwei Rahmenbindern von 8,83 m Lichtweite und 5,85 m Lichthöhe, die vollkommen getrennt von den beiderseits anschließenden Flügelbauten aufgestellt und außer durch die Fahrbahndecke durch Querverbindungen versteift sind. Die Flügel sind auf der Brückenseite durch eine Eisenbetonwand zur Stützung der Hinterfüllungserde verbunden. Einige Angaben über die Rahmenberechnung als einfach statisch unbestimmtes System und Abb. *Zement und Beton* 1911. Nr. 10.

Neubau der Langenzugbrücke in Hamburg. Von Bauinspektor Leo, Hamburg. Die Brücke besteht aus einer 18 m weiten Mittel- und zwei 8 m breiten Seitenöffnungen. Diese sind durch Sohlenplatten mit dem Überbau zu steifen Rahmen verbunden worden, gegen die sich der Mittelbogen mit einem Pfeilverhältnis von 1:12,5 stützte. Die Gründung erfolgte mittels senkrechter und geneigter Pfähle. Die Ansichtsflächen erhielten Werksteinverkleidung. Angaben über Berechnung, Ausführung und Kosten und zahlreiche Abb. *Beton und Eisen* 1911. Heft VI.

Die Talbrücken der Nebenbahn Schoondorf—Welzheim. Von Baurat Jori u. Rgbmstr. Schächterle. (Forts.) Ausführliche Beschreibung und Darstellung der Bauausführung. Zusammenstellung der geleisteten Arbeiten und Lieferungen sowie der entstandenen Einzel- und Gesamtkosten. Interessant sind einige Einzelpreisangaben: 1 cbm Schotter von der Gewinnung im Bruche bis zur Baustelle kostete 5,65 M; 1 cbm Beton herzustellen

erforderte 5,40 M; 1 qm Schalung stellte sich auf 3,05 M; für 1 cbm Beton betrugen die Schalungskosten 3,90 M; 1 cbm Holz des Lehrgerüsts ergab 50,80 M Kosten; die reinen Baukosten der 3 Brücken ergaben sich für 1 cbm Beton zu durchschnittlich 33,50, 33,10 u. 36,80 M; die Kosten für 1 laufendes Meter Brücke zu 1234,40, 1275,30 u. 957,50 M; die Kosten für 1 qm Gesamtansichtsfläche der Viadukte zu 88, 88 und 82 M und schließlich die Kosten für 1 cbm umbauten Raum 11—12 M. *Beton und Eisen* 1911. Nr. 5. — s. L. April 1911. V, 3. S. 146.

Reinforced concrete bridge, Meadowstreet, Pittsburg, U. S. A. Ausführliche Beschreibung einer bemerkenswerten Eisenbetonstraßenbrücke, der größten in der Umgebung Pittsburgs. Die Gesamtlänge beträgt 454', die größte Höhe 78' und die Breite 50', von denen je 10' auf die beiderseits des Fahrdammes angeordneten Fußwege entfallen. Die Brücke besteht aus einer großen, 209' weiten und beiderseits je drei kleinen Öffnungen von je 21' Spannweite. Das Hauptgewölbe wird von drei Bogenrippen, von zweimal 3' 9" und einmal 5' Breite gebildet. Der Überbau ist in Einzelstützen und Fahrbahnplatte aufgelöst, ebenso die Hauptpfeiler und die Überbauten der seitlichen Öffnungen. Entwurf und Ausführung werden an der Hand von Abb. erläutert. *Concr. and Constr. Eng.* 1911. Nr. 3. —

Fontpédrouse (Pyrénées-Orientales). Steinbrücke für eine Eisenbahn; bei der Überführung eines Viaduktes über eine Schlucht ist der mittlere Pfeiler von einem Spitzbogen unterstützt. 1 Photogr. Von Séjourné erbaut. *The Railway Gazette* 1910. 30. Dez.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Einrichtung für die Ausführung der Betonarbeiten an den Schleusen des Panamakanals. Forts. Beschreibung der maschinellen Anlagen zur Betonbereitung und zum Einbau des Betons sowie der Schalungen, die teilweise in fahrbaren eisernen Konstruktionen bestehen. Zahlr. Abb. *Dtsche Bztg. Mitt.* 1911. Nr. 6

Reinforced concrete jetty and works at Dagenham Dock. Kurze Mitteilungen mit Abb. über einige auf dem Dagenham-Dock errichtete Eisenbetonbauten. Transportbrücke, Gebäude und Wasserturm aus Betonhohlsteinen, Pfähle. *Concrete and Constr. Eng.* 1911. Nr. 3.

Pontoni in cemento armato. Zwei Schiffe aus Eisenbeton sind kurz beschrieben und abgebildet. Das eine ist für Mannheim bestimmt, das andere wird beim Bau des Panamakanals verwendet. Ersteres hat etwa 12 m Länge, 1,50 m Breite und 1,27 m Höhe. Das zweite Schiff hat eine Grundfläche von 19,5·7,3 m. *Il Cemento* 1911. Nr. 3.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Some new methods in sidewalk and curband gutter construction. Von Jerome B. Landfield. Vortrag auf der Versammlung der Cement users in New York über die neuesten Erfindungen und Verbesserungen bei der Herstellung von Fußwegen und Bordsteinen aus Zementbeton. Concr. and constr. Eng. 1911. Nr. 3.

Les traverses de chemin de fer. Auszug aus zwei Berichten über Holz-, Eisen- und Eisenbetonschwellen; der erste von Cuénot, Oberg. der P. L. M., stellt auf Grund von Versuchen die Bedingungen auf, die eine Schwelle zu erfüllen hat, um lange brauchbar zu sein. Der zweite Be-

richt ist vom Ziviling. E. A. Ziffer; eine Umfrage bei verschiedenen Eisenbahnverwaltungen hat ergeben, daß die Meinungen noch recht weit auseinandergehen; der Berichterstatter des Ciment armé kommt zu dem Ergebnis, daß die Holzschwelle nicht von der eisernen, sondern von der Eisenbetonschwelle verdrängt werden wird. Zusammenstellung und kurze Erläuterung der verschiedenen, von Ziffer beschriebenen Systeme von Eisenbetonschwellen. Le Ciment armé 1911. Nr. 1—3.

Some special uses of concrete in mining. Vortrag von George S. Rice auf der Versammlung der Cement users in New York über die Verwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Bergbau. Concr. and constr. Eng. 1911. Nr. 3.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vierendeel-Träger mit parallelen Gurtungen.

Von Ingenieur Emil Reich (Laibach). Wien 1911. — Druckerei- und Verlags-Aktiengesellschaft, vorm. R. von Waldheim, Jos. Eberle & Co. — Preis geheftet M 1,30.

Das Buch befaßt sich mit der Untersuchung von Vierendeelträgern mit parallelen Gurtungen und gleichgestellten Feldern. Die Elastizitätsgleichungen sind in umständlicher Weise aus den geometrischen Formänderungsbedingungen der einzelnen Fächer, für den Fall einer ausschließlich an den Knotenpunkten angreifenden Belastung, abgeleitet, und zwar unter Vernachlässigung der wagerechten Verschiebungen der Knotenpunkte, also ohne Rücksicht auf die durch die Achsialkräfte bewirkte Längenänderung der Gurte. Diese Kräfte selbst sind als statisch unbestimmte Größen gewählt und auf Grund einer sehr eigenartigen, teils rechnerischen, teils graphischen Auflösung der Elastizitätsgleichungen ermittelt. Der Verfasser zeigt, wie die Einflußlinien als Seillinien zu bestimmten ideellen Gewichten dargestellt werden können. Die Zahlenwerte dieser Gewichte werden auf Grund einfacher Formeln, welche am Ende des Buches tabellarisch zusammengestellt sind, errechnet.

Interessant ist der sehr scharf durchgeführte Nachweis, daß die den verschiedenen Einflußlinien entsprechenden Hauptgewichte sich dem Werte nach nur wenig voneinander unterscheiden, so daß man praktisch für die ganze Untersuchung eine einzige Seillinie braucht, und zwar gilt die letztere ohne Rücksicht auf Spannweite und Felderanzahl für sämtliche Träger mit gleichem Verhältnis von Trägerhöhe zur Feldweite.

Das Studium dieser anregenden Abhandlung kann den Theoretikern bestens empfohlen werden.

Dipl.-Ing. H. Marcus.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 7.

Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Bestimmung des Gleitwiderstandes. Ausgeführt in der Königl. Sächs. Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt zu Dresden im Jahre 1908. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1911.

Diese Versuche gehören zum Arbeitsprogramm des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und sollten die Größe der Haftkraft des Betons am Eisen bei statischer und dynamischer Krafteinwirkung ermitteln. Die Durchführung

der Versuche erfolgte mit Hilfe von Biegeproben an Balken mit den Dimensionen 20×30 cm und einer Spannweite von 2 m. Die Eiseneinlagen waren ohne Abbiegungen und ohne Haken, weil nur solche Versuche genauen Aufschluß über die Haftkraft geben können. Die Anordnung der Versuche und der dabei verwendeten Apparate ist in Heft 7 eingehend beschrieben und sei an dieser Stelle darauf verwiesen. Von Interesse sind die Ergebnisse bei ruhender Belastung, welche eine ziemliche Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Preußischen Versuche zeigen, und für den Gleitwiderstand Werte ergeben, die weit niedriger sind als die bisher bei anderen Versuchen gefundenen Werte.

Die Ergebnisse der Versuche bei stoßweise wirkender Belastung können nicht als ganz einwandfrei bezeichnet werden, sie zeigen aber immerhin, daß der Gleitwiderstand durch wiederholte Schlagwirkungen verringert wird.

Es wäre von Interesse gerade die Wirkung des Stoßes auf die Haftkraft noch durch weitere eingehende Versuche zu klären.

E. P.

Hochbauten der Bahnhöfe von Eisenbahnbauinspektor

C. Schwab, Vorstand der K. E. Hochbauabteilung Stuttgart II. Band I: Empfangsgebäude, Nebengebäude, Güter- und Lokomotivschuppen. Mit 91 Abbildungen. (Sammlung Götschen Nr. 515.) G. J. Götschensche Verlagshandlung in Leipzig. Preis in Leinwand gebunden 80 Pf.

Zweck des vorliegenden Werkchens ist die Darstellung der Hochbauten von Zwischenstationen mittlerer Größe in Durchgangsform und der grundlegenden Bestandteile dieser Gebäude, die auch bei der Gestaltung größerer Gebäude dieser Gattungen zu beachten sind.

Neben den in den Technischen Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupt- und Nebenbahnen (T. V.) des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen enthaltenen, diese Hochbauten betreffenden allgemeinen Bestimmungen sind die für den Bereich der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen geltenden Grundsätze usw. für das Entwerfen und den Bau von Stationsgebäuden, Güter- und Lokomotivschuppen mit Erläuterungen aus der Praxis zusammengestellt.

Das Büchlein wird sowohl den mit dem Entwurf und der Ausführung von Eisenbahnhochbauten betrauten Architekten und Ingenieuren, als auch den Studierenden und Schülern technischer Lehranstalten ein willkommenes Handbuch sein.

Tabellen für die rasche und sichere Berechnung von Platten, Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton von Oberbaurat Karl Teischinger. Verlag R. v. Waldheim, Jos. Eberle & Co., Wien 1911.

Diese Tabellen sollen die rasche und sichere Berechnung ebener Platten und Plattenbalken aus Eisenbeton ermöglichen, also nicht nur für die Überprüfung, sondern auch für die Berechnung dienen. An Tabellen ist in der Eisenbetonliteratur wahrlich kein Mangel. Man muß sich jedoch fragen, welchem Zwecke sie dienen. Wenn sie dazu dienen sollen, die Berechnungen derart zu vereinfachen, daß sie auch technisch Mindergebildeten die Möglichkeit bieten, Konstruktionen auszuführen, ohne das Wesen der Materie zu beherrschen, so sind derartige Tabellenwerke nicht zu empfehlen. Zur Überprüfung von Berechnungen leisten sie gute Dienste, vorausgesetzt, daß sie fehlerlos sind. Von früheren Tabellen läßt sich dies ohne weiteres nicht behaupten, ebensowenig kann man dies von der Arbeit des Verfassers schon jetzt behaupten, sondern man wird abwarten müssen, wie sie sich in der Praxis bewähren. Auf keinen Fall darf aber, wie der Verfasser meint, ein solches Werk derart abgefaßt sein, daß es auch von den im Betonbau fach weniger Erfahrenen ohne weiteres benützt werden soll.

Jedenfalls ist diese Arbeit eine sehr mühsame gewesen, und es wäre dem Verfasser zu wünschen, wenn die Praxis das Werk eingehend prüfen würde. E. P.

Die Verwertung von Erfindungen von Dr. R. Worms, Patentanwalt in Berlin. Verlag C. Marhold, Halle a. S. 1911.

Dieses Büchlein enthält manches, was dem Ingenieur, der sich mit Erfindungen und Verwertung von Erfindungen befaßt, sehr gute Dienste leisten wird. Es enthält manche Erfahrungen aus der Praxis, welche geeignet sind, den Neuling auf dem Gebiete vor Enttäuschungen zu bewahren. Neben verschiedenen Darstellungen der Neuheitsprüfungen finden sich auch eine Anzahl von Beispielen von Verträgen bei Patentverkäufen und Lizenzverträgen.

Wasserbauentwürfe von Prof. C. Schiffmann. Für Studierende an technischen Hoch- und Mittelschulen, für den Gebrauch in der Praxis und zum Selbstunterricht. Verlag O. Spamer, Leipzig 1911.

Der Verfasser, welcher an dem Technikum in Bremen lehrt, hat eine Anzahl von Wasserbauentwürfen zusammengestellt, welche dem bereits vorgebildeten Wasserbau-techniker wertvoll sein dürften. Die Zeichnungen sind in einem guten Maßstabe auf eigenen Tafeln zusammengestellt, derart, daß alle Einzelheiten darin enthalten sind. Die notwendigen Erläuterungen sind in einem kurz zusammengestellten Textbuch enthalten. Aus der großen Zahl der Beispiele seien als solche hervorgehoben, welche unsere Fachkreise besonders interessieren dürften, Bohlwerke mit Eisenbetonankerplatten, Eisenbetonufermauern und anderes.

Balkenbrücken aus Eisen und Eisenbeton, dazugehörige Pfeiler und Gerüste von Baurat Prof. C. Schmid. Technisches Studienheft Nr. 10. Verlag K. Wittwer, Stuttgart.

Zu den erfreulichsten Erscheinungen in der Literatur des Betons und Eisenbetons gehört ein Teil der sogenannten Technischen Studienhefte des Verfassers. Das eben erschienene Heft 10 ist in erster Linie zu Studienzwecken für die Schüler des Verfassers der Baugewerkschule Stuttgart bestimmt. An der Hand von ausgeführten Beispielen,

welche sehr gründlich und mit guten Abbildungen dargestellt sind, werden für die Studierenden alle Einzelheiten der Balkenbrückenkonstruktion durchgearbeitet, und es wird dadurch besonders dem Anfänger die Möglichkeit geboten, an der Hand dieser Beispiele sich in den Stoff zu vertiefen und weiter auszubilden. Die Techn. Studienhefte sollten auch von den in der Praxis stehenden Technikern beachtet werden. E. P.

Theorie und Dimensionierung der durch einen oder zwei Unterzüge verstärkten Balken-(Träger-)Decke. Von Ingenieur Leopold Herzka, Bau-Oberkommissär der k. k. Nordwestbahn in Wien. Wien 1910. Druckerei- und Verlags-Aktiengesellschaft, vorm. R. v. Waldheim, Jos. Eberle & Co.

Das Buch bringt eine sehr eingehende theoretische Untersuchung der statischen und wirtschaftlichen Wechselbeziehungen zwischen den hölzernen oder eisernen Längsträgern und den sie unterstützenden Querträgern. Aus der Bedingung, daß an ihren Kreuzungspunkten Längs- und Querträger die gleiche Durchbiegung erfahren müssen, werden Elastizitätsgleichungen abgeleitet, welche, im Falle einer gleichmäßigen totalen Belastung, den Widerstand der Querträger als eine Funktion der Spannweiten und Trägheitsmomente der beiden Trägerarten zu ermitteln gestatten. Der Einfluß dieses Widerstandes auf die Hauptbiegungsmomente der Längs- und Querträger wird genau verfolgt, und die wirklich entstehenden Spannungen denjenigen gegenübergestellt, welche, nach der in der Praxis üblichen Annahme einer unverschieblichen lotrechten Stützung, errechnet werden. Es zeigt sich, daß die Querträger, infolge ihrer Nachgiebigkeit, weniger, die Längsträger dagegen mehr beansprucht werden als nach der Nährungsrechnung angenommen wird. Der Verfasser stellt nun fest, bei welchem Verhältnis der Trägheitsmomente der beiden Trägerarten die beste Ausnutzung der zulässigen Spannungen möglich ist, und befaßt sich dann mit der Wirtschaftlichkeit der Trägeranordnung.

Obleich der Verfasser nichts unterlassen hat, um die Lösung der Aufgabe auch in praktischer Hinsicht zu vereinfachen — es sind für die Dimensionierung 4 große Tabellen und 1 Tafel dem Buche beigelegt —, so erfordert doch die genaue Verfolgung der Spannungen noch so viel Mühe, daß es fraglich ist, ob ihre Zweckmäßigkeit durch die mögliche Erhöhung der Sicherheit und der Wirtschaftlichkeit der Konstruktion genügend erwiesen ist. Der Praktiker wird vielleicht zweifeln, ob die zur Aufstellung der Kostenvergleiche gewählte Methode den wirklichen Verhältnissen genügend Rechnung trägt, um eine besondere Beachtung zu verdienen.

Im übrigen gebührt dem Fleiß und der Gründlichkeit, welche der an sich undankbaren Aufgabe gewidmet worden sind, lebhaft Anerkennung.

Dipl.-Ing. H. Marcus.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

C. Schwab, Eisenbahnbauinspektor. „Hochbauten der Bahnhöfe“. Empfangsgebäude, Nebengebäude, Güterschuppen, Lokomotivschuppen. 91 Abb. 114 Seiten. Verlag Götschen, Leipzig 1911. Preis in Leinwand geb. M 0,80.

E. Reich, Laibach. „Vierendeelträger mit parallelen Gurtungen.“ 11 Abb., 1 lithogr. Tafel, 24 Seiten. Verlag R. v. Waldheim, Jos. Eberle & Co., Preis geh. M. 1,30. — Vergl. S. 205 dieser Nummer.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.